



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Estudio numérico de la resistencia a punzonamiento del tablero de un puente sobre el río Anoia en la carretera BV-2249 en Gelida, construido en 1932

Treball realitzat per:

Felipe Javier Baba Vallejo

Dirigit per:

Eva Oller Ibars

Pablo Gonzalo Fernández

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, **26/01/2020**

Departament d' Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

Resumen

El punzonamiento es un tipo de falla frágil que se da principalmente en losas planas de hormigón armado. Este fenómeno es debido al complejo estado tensional de las losas cuando éstas se ven sometidas a la aplicación de grandes cargas concentradas perpendiculares a su plano (como el soporte en una columna), generándose zonas de discontinuidad (Regiones D) donde aparecen esfuerzos tangentes. Una fisura inclinada se genera alrededor de la carga concentrada y, finalmente, con la formación de un cono de punzonamiento, se produce un desprendimiento de esta zona de la losa.

En la evaluación de estructuras existentes resulta ser de gran interés estudiar las fallas de carácter frágil como el punzonamiento, ya que, por ser no predecibles, son de carácter peligroso. Los métodos numéricos, capaces de captar el comportamiento no lineal del hormigón armado, son una herramienta muy útil en la evaluación de estructuras, siendo una técnica ideal a la hora de evaluar estructuras antiguas, para las cuales las nuevas normativas de diseño no son muy adecuadas.

En este trabajo se presenta un modelo tridimensional desarrollado mediante elementos finitos capaz de predecir la capacidad última a punzonamiento de la losa del tablero de un puente antiguo. El modelo numérico es capaz de captar el comportamiento no lineal del hormigón mediante el uso de la *Concrete Damage Plasticity (CDP)*. En la simulación numérica se evalúan los parámetros más influyentes en la resistencia a punzonamiento, tales como, la resistencia a compresión simple del hormigón, cuantía de refuerzo a flexión, límite elástico del acero, así como también parámetros propios de la CDP. Finalmente, el modelo es calibrado utilizando un conjunto de ensayos experimentales, para los cuales sirve de soporte.

Palabras claves: Punzonamiento, simulación numérica, hormigón armado, losas, comportamiento no lineal.

Abstract

Punching is a type of fragile failure that occurs mainly in flat slabs of reinforced concrete. This phenomenon is due to the complex tensional state of the slabs when they are subjected to the application of huge concentrated loads in their plane (such as the support in a column), generating areas of discontinuity (D Regions) where tangent stresses appears. An inclined crack is generated around the concentrated load and, finally, with the formation of a punching cone, a collapse of this area of the slab occurs.

In the evaluation of existing structures, it is interesting to study fragile failures such as punching, because, since they are not predictable, they are considered dangerous. The numerical methods, capable of capturing the non-linear behavior of reinforced concrete, are a very useful tool in the evaluation of structures, being an ideal technique when evaluating old structures, for which the new design codes are not very suitable.

The aim of this Master Thesis is to present a three-dimensional model developed using finite elements capable of predicting the ultimate punching capacity of the slab of the deck of an old bridge. The numerical model can capture the non-linear behavior of concrete by using the Concrete Damage Plasticity (CDP). In the numerical simulation the principal parameters in the ultimate punching capacity are evaluated, such as, the simple compressive strength of the concrete, amount of bending reinforcement, elastic limit of the steel, as well as parameters of the CDP. Finally, the model is calibrated using a set of experimental tests, for which it serves as support.

Keywords: Punching shear, numerical simulations, reinforced concrete, slabs, non-linear behavior.

Dedicatoria

A mis padres *Virginia Vallejo* y *Pedro Baba*, quienes me han dado su apoyo incondicional en cada meta que me propongo, ustedes son la mayor bendición que Dios me ha regalado. Me han educado y enseñado el valor de las cosas, inculcándome que con esfuerzo y trabajo duro se puede alcanzar todo lo que nos proponemos.

A mi abuelo *Luis Felipe Montaña*, tú siempre creíste en mí. Recuerdo de pequeño, cuando hablábamos de mis planes de estudiar ingeniería civil, siempre dándome esa motivación extra. Se que desde el cielo me sigues ciudadano, y quiero que sepas que tu nieto ya tiene una maestría en ingeniería estructural.

Agradecimientos

En primer lugar, a *Dios*, por darme salud, sabiduría y entendimiento. Tu plan es perfecto, gracias por siempre guiar mis pasos en mis momentos más difíciles.

A los profesores, *Antonio Marí Bernat* y *Eva Oller Ibars*, por darme acogida en este proyecto de investigación, sus aportes a largo del desarrollo del trabajo y la ilusión que transmiten. El mayor beneficio que me llevo de este trabajo es el conocimiento adquirido.

Agradezco también de manera especial al *Doctorando Pablo Gonzalo Fernández*, por su predisposición siempre de ayudar, sus buenos consejos y aportaciones.

Finalmente, pero no menos importante, me gustaría agradecer a mis familiares y amigos cercanos, gracias por el apoyo y motivación que recibo siempre de ustedes, me sirven de motor para seguir adelante.

Tabla de Contenido

RESUMEN	I
ABSTRACT.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ALCANCE Y OBJETIVOS.....	2
1.3 ESTRUCTURA DEL TRABAJO	4
2 REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE DEL PUENTE SOBRE EL RÍO ANOIA DE LA CARRETERA BV-2249.....	5
2.1 ASPECTOS FUNDAMENTALES EN LA EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	5
2.2 CONTEXTO HISTÓRICO DEL PUENTE.....	6
2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.....	8
3 ESTADO DEL ARTE DEL PUNZONAMIENTO	10
3.1 MECANISMO DE FALLA DEL PUNZONAMIENTO.....	11
3.1.1 <i>Modelo clásico de punzonamiento – Kinnunen y Nylander (1960)</i>	13
3.1.2 <i>Modelo modificado de Broms</i>	14
3.1.3 <i>Modelo analítico de Ph. Menétrey</i>	17
3.1.4 <i>Compression Chord Capacity Model (CCCM) de Marí et al.</i>	20
3.2 REVISIÓN LITERARIA DEL ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS DEL FALLO A PUNZONAMIENTO	28
3.2.1 <i>Winker y Stangenberg</i>	29
3.2.2 <i>Youm et al</i>	30
3.2.3 <i>Genikomsou y Polak</i>	31
4 SIMULACIÓN NUMÉRICA	35
4.1 MODELIZACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS.....	35

4.2	INTRODUCCIÓN AL SOFTWARE ABAQUS PARA EL ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	37
4.3	SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL PUNZONAMIENTO EN TABLERO DE PUENTE	39
4.3.1	<i>Definición inicial de la geometría.....</i>	39
4.3.2	<i>Definición del modelo constitutivo de los materiales</i>	42
4.3.3	<i>Configuración y definición de parámetros de la simulación numérica</i>	51
4.4	RESULTADOS SIMULACIÓN NUMÉRICA PUNZONAMIENTO	56
4.4.1	<i>Predicción de la carga de rotura y análisis paramétrico del modelo numérico.....</i>	56
4.4.2	<i>Resultados de la campaña experimental y calibración final del modelo numérico</i>	60
4.4.3	<i>Comparación de modelo numérico final con los resultados experimentales</i>	65
5	CONCLUSIONES	78
6	BIBLIOGRAFÍA	82
ANEJO A.	PLIEGO DE CONDICIONES	85
ANEJO B.	RESULTADOS GRÁFICOS SIMULACIONES NUMÉRICAS	88
B 1.	MODELO NUMÉRICO 1.....	88
B 2.	MODELO NUMÉRICO 3.....	91
ANEJO C.	FOTOS CAMPAÑA EXPERIMENTAL	94
C 1.	ENSAYO EXPERIMENTAL 1.....	94
C 2.	ENSAYO EXPERIMENTAL 3.....	98
	98

Índice de figuras

Figura 2-1. Elevación lateral puente 1922 (Archivo Histórico, 2019).....	6
Figura 2-2. Sección por el centro del vano (a); Sección por el eje del apoyo (b). Puente 1922 (Archivo Histórico, 2019).....	7
Figura 2-3. Elevación lateral puente 1932 (Archivo Histórico, 2019).....	7
Figura 2-4. Sección transversal puente 1932 (Archivo Histórico, 2019).....	8
Figura 2-5. Resistencia media a compresión en función del peso del cemento.....	9
Figura 3-1. Porción de losa fuera de la fisura (izquierda); Porción cónica delimitada por la fisura de punzonamiento(derecha), ensayos realizados por Kinnunen y Nylander (Ericsson & Farahaninia, 2010).	11
Figura 3-2. Evolución de la fisuración en punzonamiento en los ensayos de Kinnunen y Nylander (Ericsson & Farahaninia, 2010).	12
Figura 3-3. Modelo mecánico de Kinnunen/Nylander (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).....	13
Figura 3-4. Transferencia de la carga V a la columna desde la losa plana (Broms, 2005). 14	
Figura 3-5. Mecanismo de falla $V\varepsilon$ (Broms, 2005).....	15
Figura 3-6. Mecanismo de falla $V\sigma$ (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).....	16
Figura 3-7. Esquema mecánico propuesto por Menétrey (Menétrey, Analytical Model for Punching Load Prediction, 2000).	18
Figura 3-8. Comparativa carga de punzonamiento en losas sin refuerzo a punzonamiento (Menétrey, Synthesis of punching failure in reinforced concrete, 2002).	18

Figura 3-9. Comparativa carga de punzonamiento en losas con refuerzo a punzonamiento (Menétrey, Synthesis of punching failure in reinforced concrete, 2002).	19
Figura 3-10. Curva de respuesta en función de la cuantía del refuerzo a flexión de Menétrey (Menétrey, Synthesis of punching failure in reinforced concrete, 2002).	20
Figura 3-11. Componentes de la resistencia a cortante. (a) Elementos sin estribos. (b) Elementos con estribos (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).....	21
Figura 3-12. Representación de los parámetros utilizados en el cálculo de la posición de la fisura crítica (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).....	23
Figura 3-13. Esquema de las tensiones verticales en la zona inferior de la losa y estado tensional de un punto (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).	24
Figura 3-14. Tensiones principales en una región sin fisurar de la losa (a); Envolvente de falla biaxial de Kupfer modificada (b) (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).....	25
<i>Figura 3-15. Equilibrio de fuerzas en cuña de hormigón por debajo de la fisura</i> (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).....	26
Figura 3-16. Análisis paramétrico del ángulo de dilatancia del hormigón (Youm, Kim, & Moon, 2014).....	30
Figura 3-17. Comparación carga-flecha de un análisis estático vs un cuasi estático (Genikomsou & Polak, 2014).	31
Figura 3-18. Influencia de la viscosidad en la carga última (Genikomsou & Polak, 2014).	32
Figura 3-19. Influencia de la cuantía a flexión en la carga última (Genikomsou & Polak, 2014).	32
Figura 3-20. Tensión vs abertura de fisura (Genikomsou & Polak, 2015).	33
Figura 3-21. Tensión vs deformación de fisuración (Genikomsou & Polak, 2015).	33

Figura 4-1. Desplazamientos entre elementos de 4 y 8 nodos para $u_1=1$ (Rombach, 2004)	36
Figura 4-2. Geometría sección transversal y cortes longitudinales.....	40
Figura 4-3. Planta y cortes transversales.	40
Figura 4-4. Sección transversal proyecto original 1932 (Archivo Histórico, 2019).	41
Figura 4-5. Geometría y armadura adoptadas para la simulación numérica del modelo inicial.....	42
Figura 4-6. Respuesta del hormigón bajo carga uniaxial de tracción (a) y compresión (b) (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2011).	43
Figura 4-7. Definición de la deformación inelástica ϵ_{cin} (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014).	45
Figura 4-8. Tensión-deformación inelástica (a), tensión-deformación total del hormigón bajo carga uniaxial de compresión.....	46
Figura 4-9. Relación tensión-deformación y tensión-abertura de fisura bajo carga uniaxial de tracción (Fédération Internationale du Béton, 2010).	48
Figura 4-10. Tensión-deformación de fisuración (a), tensión-deformación total del hormigón bajo carga uniaxial de tracción	49
Figura 4-11. Geometría 3D de la sección del tablero del puente.	51
Figura 4-12. Geometría 3D reducida al 25% del tablero del puente.....	52
Figura 4-13. Modelo 3D en Abaqus.....	52
Figura 4-14. Elemento finito del tipo C3D8R.....	53
Figura 4-15. Modelación de la interacción entre las barras de acero y el hormigón (Puddicome, 2018).	54
Figura 4-16. Modelo discretizado $L_c = 20$ mm.....	55
Figura 4-17. Condiciones de contorno del modelo inicial.	56

Figura 4-18. Tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior, modelo inicial.....	57
Figura 4-19. Binomio carga-flecha para diferentes tamaños de mallado.....	58
Figura 4-20. Binomio carga-flecha para diferentes ángulos de dilatación.....	59
Figura 4-21. Elevación frontal sección pi, ensayo 1.	61
Figura 4-22. Elevación frontal modelo calibrado, ensayo 1.	62
Figura 4-23. Elevación frontal modelo calibrado, ensayo 3.	62
Figura 4-24. Vista frontal sección pi.....	63
Figura 4-25. Elevación frontal modelo final Abaqus.....	64
Figura 4-26. Vista en perspectiva modelo final Abaqus.	64
Figura 4-27. Binomio carga-flecha, modelo Abaqus ensayo 1.....	66
Figura 4-28. Tensiones máximas de tracción en el instante donde se alcanza la carga última, modelo Abaqus ensayo 1.	67
Figura 4-29. Tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa. En un instante antes de la carga última (izquierda) y un instante justo posterior a la carga máxima (derecha), modelo Abaqus ensayo 1.	68
Figura 4-30. Deformaciones plásticas principales máximas, modelo Abaqus ensayo 1. ...	68
Figura 4-31. Mecanismo de falla simulación FEA vs Ensayo experimental 1.	69
Figura 4-32. Tensiones principales máximas en la armadura en el instante de la carga última, modelo Abaqus ensayo 1.	69
Figura 4-33. Tensiones principales máximas en la armadura en un instante posterior al de la carga última, modelo Abaqus ensayo 1.	70
Figura 4-34. Binomio carga-flecha, ensayo experimental 1.	70
Figura 4-35. Binomio carga-flecha, modelo Abaqus ensayo 3.....	72

Figura 4-36. Tensiones máximas de tracción en el instante donde se alcanza la carga última, modelo Abaqus ensayo 3.	73
Figura 4-37. Tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa. En un instante antes de la carga última (izquierda) y un instante justo posterior a la carga máxima (derecha), modelo Abaqus ensayo 3.	74
Figura 4-38. Deformaciones plásticas, modelo Abaqus ensayo 3.	74
Figura 4-39. Cono de punzonamiento con deformaciones plásticas, modelo Abaqus ensayo 3.....	75
Figura 4-40. Mecanismo de falla simulación FEA vs ensayo experimental 3.....	75
Figura 4-41. Tensiones principales máximas en la armadura en el instante de la carga última, modelo Abaqus ensayo 3.	76
Figura 4-42. Tensiones principales máximas en la armadura en un instante posterior al de la carga última, modelo Abaqus ensayo 3.	76
Figura 4-43. Binomio carga-flecha, ensayo experimental 3.	77

Índice de tablas

Tabla 4-1. Cargas ultimas en función del tamaño de la malla de elementos finitos.	58
Tabla 4-2. Cargas ultimas en función del ángulo de dilatancia.	59
Tabla 4-3. Comparación de carga última, ensayo 1 vs modelo de referencia.....	71
Tabla 4-4. Comparación de carga ultima, ensayo 3 vs modelo de referencia.....	77

1 Introducción y objetivos

1.1 Introducción

La evaluación de estructuras antiguas y/o deterioradas es una práctica que se ha estado incrementando constantemente en los últimos años. Ésta se realiza, normalmente, mediante una verificación cuantitativa de la capacidad portante de la estructura.

Dentro de los diferentes tipos de fallas que se podrían producir en una estructura de hormigón armado, estudiar aquellas de carácter frágil, como el punzonamiento, resulta ser muy importante en la evaluación de estructuras antiguas, ya que, este tipo de falla se considera de carácter peligroso por ser de tipo no predecible, manifestándose sin dar aviso e imposibilitando con esto la realización de una posible intervención de reparación o reforzamiento.

En edificaciones, una de las condiciones de contorno más comunes es el apoyo de losas de hormigón armado directamente sobre columnas, aunque esta práctica permite una construcción fácil y rápida, genera una losa continua con cargas concentradas, produciéndose un estado de tensiones tangenciales que podrían dar paso al fenómeno del punzonamiento. En puentes, se podrían dar casos de condiciones de contorno que se asemejen al descrito para edificaciones, como es el caso de cargas concentradas sobre la losa del tablero del puente producidas por el paso de vehículos pesados.

Las nuevas normativas de diseño no son muy adecuadas para la evaluación de estructuras antiguas, debido principalmente a que la situación de incertidumbres sobre la cual se fundamentan los códigos de diseño para el establecimiento de los factores de seguridad, sean estos de amplificación de cargas y/o reducción de resistencia de los materiales, es totalmente diferente a la de una obra nueva, por lo tanto, dichos factores no son muy adecuados.

Por otro lado, los ensayos de prototipos en todas las áreas están siendo cada vez más sustituidos por las simulaciones numéricas, utilizando métodos no lineales de elementos

finitos, debido a que proporcionan una respuesta más rápida y económica. El uso de métodos numéricos avanzados, capaces de captar el comportamiento no lineal del hormigón armado, es una herramienta muy útil para la evaluación de estructuras existentes.

La parte más importante en el uso de análisis no lineales por elementos finitos es la adecuada elección del modelo constitutivo del material, de manera que pueda captar el comportamiento complejo del hormigón. La complejidad viene dada por el comportamiento no lineal del hormigón a compresión y a tracción, manifestándose mediante endurecimiento y reblandecimiento tensional, adicionalmente fenómenos como la fisuración (reducción de rigidez), el efecto pasador y engranamiento de los agregados. El desarrollo de un modelo numérico debe siempre de estar acompañado de la comparación con resultados experimentales para su calibración, de manera que se pueda dar fiabilidad de que las predicciones capten de manera adecuada el comportamiento del material.

Las normativas actuales de diseño a punzonamiento en elementos de hormigón armado han sido desarrolladas mediante formulaciones empíricas y estadísticas basadas en muchos años de investigación experimental, sin embargo, a pesar de la gran cantidad de investigación sobre el punzonamiento, aun no se tiene un entendimiento completo del fenómeno. Para cubrir el amplio rango de parámetros que influyen el punzonamiento y poder comprender mejor el mecanismo de falla, es necesario realizar una gran cantidad de ensayos experimentales. Como una alternativa, el desarrollo de modelos numéricos analíticos capaces de estudiar una gran cantidad de parámetros en un tiempo razonable, pudiendo dar soporte a las campañas experimentales de investigación, podría reducir en gran proporción el tiempo y costo de estas.

1.2 Alcance y objetivos

Presentada la problemática que se tiene al momento de evaluar estructuras antiguas y/o deterioradas utilizando las nuevas normativas de diseño, parece interesante intentar determinar, mediante técnicas de elementos finitos, la capacidad última de estas estructuras, captando la

respuesta no lineal del hormigón, principalmente en la evaluación de fenómenos de falla frágil como el punzonamiento.

Tomando en consideración la importancia de la utilización de métodos numéricos para la evaluación de estructuras antiguas, la motivación principal de este trabajo es dar soporte a la campaña experimental enmarcada en el proyecto de investigación titulado “*Evaluación de la capacidad resistente frente a esfuerzos tangentes de estructuras de hormigón mediante modelos mecánicos para la extensión de su vida útil*”, dicha campaña experimental estará conducida por el profesor *Antonio Marí Bernat*, la profesora *Eva Oller Ibars* y el doctorando *Pablo Gonzalo Fernández*, miembros del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC).

La investigación está enmarcada en el convenio suscrito por la Diputación de Barcelona y el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UPC, debido al interés mutuo de evaluar la capacidad portante del tablero del puente sobre el río Anoia, en la carretera BV-2249, en Gelida, Cataluña, el cual será sustituido.

Atendiendo a lo descrito anteriormente, el objetivo principal de este trabajo es evaluar la capacidad portante a punzonamiento del tablero del puente, mediante simulaciones numéricas realizadas utilizando métodos de elementos finitos. Las simulaciones permitirán también dar soporte en paralelo a la campaña experimental de la investigación.

Para el desarrollo de un modelo numérico capaz de captar el comportamiento no-lineal del fenómeno se utilizará el paquete comercial ABAQUS, complementando con otras herramientas como EXCEL y PYTHON.

De manera específica los objetivos son:

- Desarrollo de un modelo numérico en 3D del tablero del puente sobre el río Anoia, capaz de captar la respuesta no lineal del hormigón armado para la simulación del punzonamiento en la losa del tablero.

- Análisis paramétrico de las propiedades fundamentales del modelo numérico.
- Soporte a la campaña experimental a desarrollar sobre la losa del tablero del puente sobre el río Anoia, mediante la predicción de la carga de rotura a punzonamiento de la losa del tablero.
- Comparación de los resultados de la campaña experimental con los obtenidos mediante el análisis por elementos finitos, con la finalidad de desarrollar un modelo numérico capaz de simular y captar el comportamiento no lineal de este tipo de estructuras antiguas, de manera que este pueda ser extrapolado en evaluaciones de estructuras similares.

1.3 Estructura del Trabajo

La estructura presentada en este trabajo va acorde al cumplimiento de los objetivos presentados anteriormente.

En el Capítulo 2 se exponen de los aspectos más importante en la evaluación de estructuras existentes. También se realiza una revisión de la información gráfica y escrita disponible acerca del puente sobre el río Anoia, en la carretera BV-2249.

En el Capítulo 3 se presenta una revisión literaria del estado del arte del punzonamiento en losas de hormigón armado, realizando un estudio de los modelos analíticos y empíricos más relevantes, así como también una revisión de un conjunto de análisis por elementos finitos realizados evaluando el fenómeno del punzonamiento.

En el Capítulo 4 se presenta el desarrollo de un modelo numérico capaz de captar el comportamiento no lineal de la losa del tablero del puente, sometido al fenómeno del punzonamiento, permitiendo evaluar mediante el análisis por elementos finitos la capacidad última del mismo y poder dar soporte a la campaña experimental realizada para la investigación.

Finalmente, en el Capítulo 5 se presentan las conclusiones sobre este trabajo.

2 Revisión de la información disponible del puente sobre el río Anoia de la carretera BV-2249

2.1 Aspectos fundamentales en la evaluación de estructuras existentes

La evaluación de estructuras existentes tiene como resultado final determinar si una estructura cumple los ELS y ELU, así como también, determinar los niveles superior e inferior de funcionamiento y el tiempo residual de vida útil de la misma.

A diferencia que, en el diseño de una estructura nueva, donde se realizan hipótesis sobre los materiales, el comportamiento estructural, la resistencia y las acciones, en una estructura existente tenemos menos fuentes de incertidumbres, por lo que, evaluarlas mediante criterios deterministas con las normativas de diseño actuales no es muy adecuado.

Sobrino y Casas en (Sobrino & Casas, 1993) plantean que, la evaluación estructural de estructuras existentes con métodos probabilísticos tiene un gran campo de aplicación, debido a que las incertidumbre se pueden tratar de manera más rigurosa y con un enfoque más realista. Esto es debido a que, como destacan los autores, en los métodos semiprobabilistas utilizados en las normativas, los coeficientes de seguridad y los valores característicos de las resistencias y las acciones están calibrados para cubrir un amplio espectro de tipologías estructurales y, en consecuencia, pueden proporcionar una seguridad excesiva a la estructura.

La determinación de la seguridad real de una estructura existente se plantea en términos de probabilidad de fallo, P_r , o el índice de fiabilidad, β , de superar cierto estado límite (Sobrino & Casas, 1993). En general dichos estados se pueden formular como funciones del tipo:

$$M = R - S \quad (2-1)$$

Donde:

M = margen de seguridad.

R = resistencia.

S = sollicitación.

Debido a que, la determinación de la resistencia es de vital importancia para determinar la seguridad real de una estructura existente, la utilización de técnicas avanzadas mediante la simulación numérica, que nos permita obtener la resistencia real de una estructura, captando el comportamiento no lineal del hormigón, es una herramienta muy útil en la evaluación de estructuras existentes.

2.2 Contexto histórico del puente

Dentro de los aspectos más importantes en el contexto histórico del proyecto del puente sobre el río Anoia, según la información obtenida vía el *Archivo Histórico de la Diputación de Barcelona* (Archivo Histórico, 2019), podemos destacar que hubo dos propuestas de diseño, una realizada en 1922 y otra en 1932, siendo esta última la que finalmente se materializó. Dichas propuestas de diseño presentan una solución estructural bastante distinta.

El proyecto de 1922 consistía en un viaducto de 94 metros de longitud. Se utilizó un sistema estructural a base de pórticos rígidos (ver Figura 2-1), con un tablero en forma de pi y canto variable (ver Figura 2-2). El puente estaba formado por tres pórticos, de tres vanos con una luz aproximada de 9,6 metros. Los soportes del puente consistían en pilares de hormigón zunchado de sección cuadrada, fundados sobre pilotes.

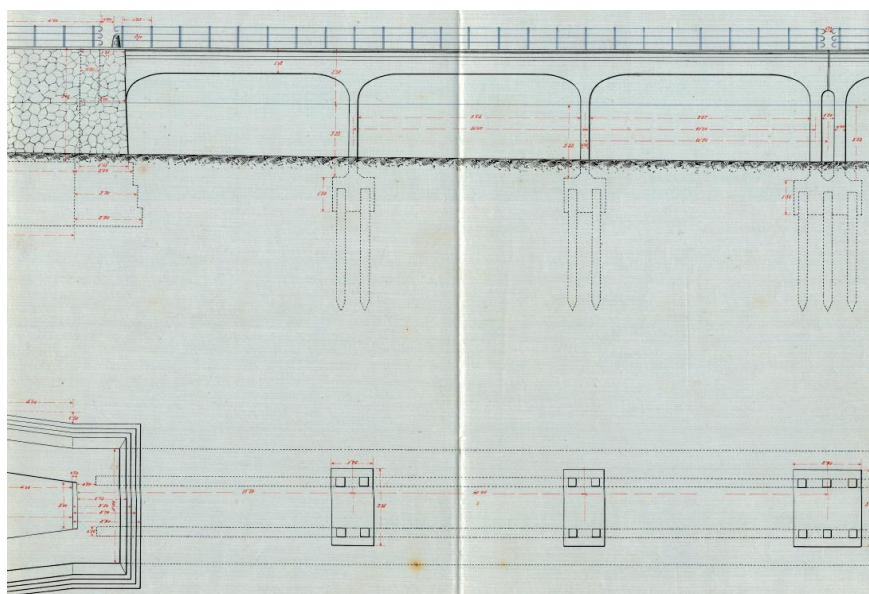


Figura 2-1. Elevación lateral puente 1922 (Archivo Histórico, 2019).

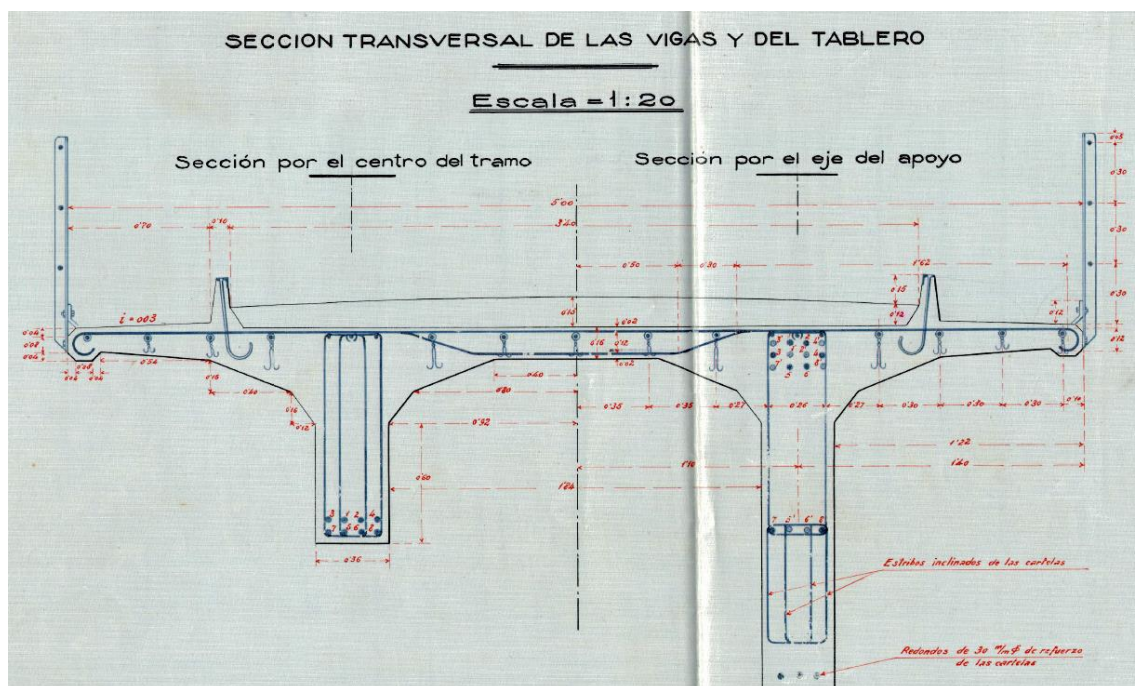


Figura 2-2. Sección por el centro del vano (a); Sección por el eje del apoyo (b). Puente 1922 (Archivo Histórico, 2019).

El proyecto de 1932 cambio totalmente su sistema estructural, este ahora consistía en vanos independientes isostáticos, con un total de 11 y longitud aproximada de 10 metros, alcanzando un poco más de 120 metros de longitud total, tal como se aprecia en la Figura 2-3.

La geometría del tablero mantuvo las mismas dimensiones que el proyecto original de 1922, solo que al tratarse de vanos isostáticos, los cuales no transmiten ningún momento a los apoyos, esta se proyectó de canto constante, como se observa en la Figura 2-4.

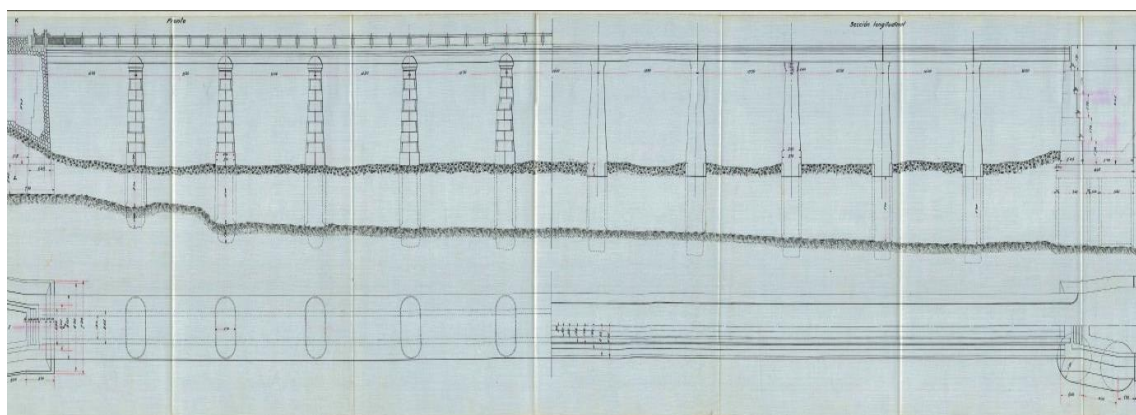


Figura 2-3. Elevación lateral puente 1932 (Archivo Histórico, 2019).

gracias a la mayor superficie de contacto entre el árido y la pasta de cemento, contrario a lo que se piensa ahora.

Cantidad de Cemento (kg)	Resistencia Media a la Compresión del Hormigón (kg/cm ²)	Resistencia Media a la Compresión del Hormigón (MPa)
100	100	10
150	140	14
175	155	15.5
200	180	18
250	185	18.5
300	200	20
350	250	25
400	280	28

Figura 2-5. Resistencia media a compresión en función del peso del cemento (Ribera, 1934).

En cuanto al acero de refuerzo, se utilizaron barras lisas de acero dulce con un límite elástico de 240 MPa, según el pliego de condiciones obtenido en (Archivo Histórico, 2019). *De Zafra* en (De Zafra, 1923) afirma que, el límite elástico del acero dulce de la época rondaba entre los 2500 a 3000 kg/cm^2 , con un límite de rotura entre 3700 a 4500 kg/cm^2 . El módulo de elasticidad tenía un valor aproximado entre 220000 a 225000 kg/cm^2 .

El acero liso era utilizado debido a su facilidad de fabricación y manipulación, se atribuía la adherencia con el hormigón, por un lado, al enlace químico entre la fina película de sales de calcio y hierro que se forma alrededor de la barra durante el hormigonado.

En el Anejo A se muestran los fragmentos del pliego de condiciones del proyecto de 1932, obtenidos del *Archivo Histórico de la Diputación de Barcelona* (Archivo Histórico, 2019).

3 Estado del arte del punzonamiento

A pesar de sus ventajas económicas y constructivas, las losas planas tienen un complejo comportamiento de transmisión de cargas en flexión y cortante, siendo principalmente susceptibles a sufrir fallas frágiles como el punzonamiento.

El punzonamiento es una falla debido a esfuerzos tangentes que se producen en zonas de discontinuidad (Regiones D), debidas a las altas tensiones en las losas generadas por la aplicación cargas concentradas, como el soporte en una columna. Una fisura inclinada se genera alrededor de la carga concentrada y, finalmente, con la formación de un cono de punzonamiento, se produce un desprendimiento de esta zona de la losa. Es un tipo de falla frágil en donde el acero de refuerzo a flexión podría no llegar al límite de fluencia (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

Debido a la complejidad del fenómeno del punzonamiento, este se ha venido estudiando desde la década de los 60 en losas de hormigón y cimientos, con el objetivo de entender mejor el fenómeno y poder desarrollar formulaciones que permitan proveer a las normativas de herramientas para el adecuado diseño de estos elementos. Un resumen de las investigaciones más relevantes en torno al fenómeno será presentado en este capítulo, centrándonos en el análisis de los principales modelos desarrollados a lo largo del tiempo, con el objetivo de entender la mecánica que explica la rotura a punzonamiento.

La modelación de fallas por punzonamiento mediante el uso de análisis no lineales por el método de elementos finitos ha ido incrementando constantemente en los últimos años, es por esto que en este capítulo también se incluyen los resultados de algunas investigaciones numéricas, analizando diferentes aspectos referentes a tipos de elementos finitos, técnicas de modelación numérica y modelos constitutivos de los materiales, en orden de tener un mejor entendimiento de la técnica y aprovechar la experiencia ganada con los resultados de estas investigaciones.

3.1 Mecanismo de falla del punzonamiento

Como ya se ha mencionado anteriormente, el punzonamiento es un fenómeno de falla frágil que se produce principalmente en losas planas apoyadas directamente sobre columnas y/o sometidas en su plano a grandes cargas concentradas. El fallo se da con un porción de la losa unida a la columna atravesando la misma, dicha porción está delimitada por una superficie cónica que se extiende desde la zona comprimida en la cara de la columna hasta la zona traccionada de la losa a cierta distancia de la columna, con un Angulo usualmente entre 25° y 30° (Scott D. & Sidney H., 1986).

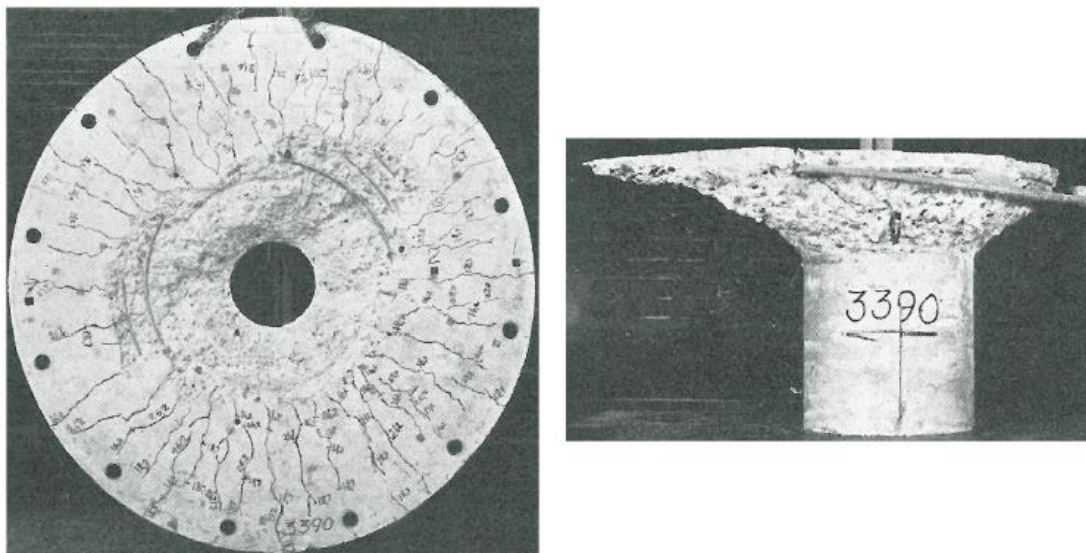


Figura 3-1. Porción de losa fuera de la fisura (izquierda); Porción cónica delimitada por la fisura de punzonamiento(derecha), ensayos realizados por Kinnunen y Nylander (Ericsson & Farahaninia, 2010).

De manera general, la rotura debida al punzonamiento se puede explicar según las observaciones en los ensayos de *Kinnunen* y *Nylander* en 1960, en donde la rotura se desencadena por la fisuración del hormigón en el paramento traccionado. Inicialmente aparecen fisuras tangenciales alrededor de la columna, estas fisuras son de flexión debidas a los momentos impuestos (Figura 3-2(a)). La propagación de las fisuras continua con la formación de fisuras radiales, las cuales inician desde las fisuras tangenciales formadas inicialmente (Figura 3-2(b)). Poco después, fisuras tangenciales adicionales empiezan a formarse fuera de la circunferencia de la columna a medida que se va incrementando la carga,

estas fisuras tangenciales empiezan a inclinarse en dirección a la cara de la columna pasando a través de la losa, penetrando a una profundidad (r) desde el paramento traccionado hasta justo antes de la zona del hormigón a compresión, debido a la combinación de esfuerzos flectores y cortantes (Figura 3-2(c y d)). Con el incremento del desplazamiento vertical las fisuras inclinadas continúan propagándose hasta llegar al perímetro de la columna (Figura 3-2(e)).

En la zona cónica delimitada por las fisuras inclinadas se produce un estado complejo de tensiones, en donde dicha zona parece estar doblemente comprimida debido a los momentos flectores tangencial y radial, generando cierto confinamiento y con esto un incremento de la resistencia del hormigón.

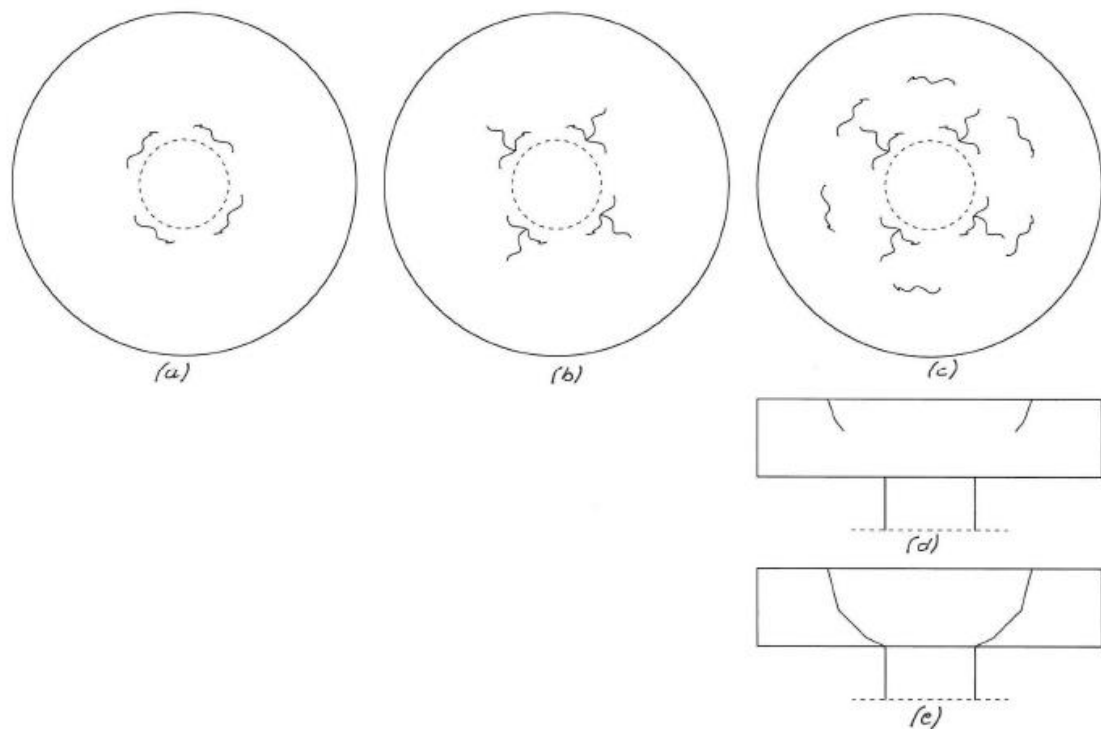


Figura 3-2. Evolución de la fisuración en punzonamiento en los ensayos de Kinnunen y Nylander (Ericsson & Farahaninia, 2010).

El colapso de la zona cónica ha sido interpretado de manera diferente por muchos autores, como es el caso de Kinnunen y Nylander (1960) que establecen que la falla ocurre cuando la deformación tangencial del concreto a compresión en el paramento inferior de la losa alcanza un valor característico para el cual el empotramiento favorable de la superficie cónica se pierde.

3.1.1 Modelo clásico de punzonamiento – Kinnunen y Nylander (1960)

El modelo propuesto por *Kinnunen y Nylander* en 1960, fue el primer modelo mecánico (analítico) de punzonamiento. Dicho modelo está basado en las observaciones realizadas en 61 ensayos de losas circulares soportadas en columnas concéntricas también circulares, en donde se estudió principalmente la formación y propagación de fisuras de cortante, la deformación del elemento sector y la expansión del hormigón y acero, como parámetros fundamentales de su teoría (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001). *Kinnunen y Nylander* observaron dos fallos principales en función del nivel de cuantía de refuerzo a flexión, para cuantías bajas se produjo la fluencia del refuerzo (fallo a flexión), sin embargo, para cuantías elevadas se producía el fallo de la losa a lo largo de una fisura cónica (fallo a punzonamiento) (Ericsson & Farahaninia, 2010).

La idea principal del modelo es crear un sistema de fuerzas en equilibrio en el elemento sector (ver Figura 3-3), en donde el criterio de falla está definido por la expansión última a cortante de la superficie inferior de la losa $\varepsilon_c = -1,96\text{‰}$ (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

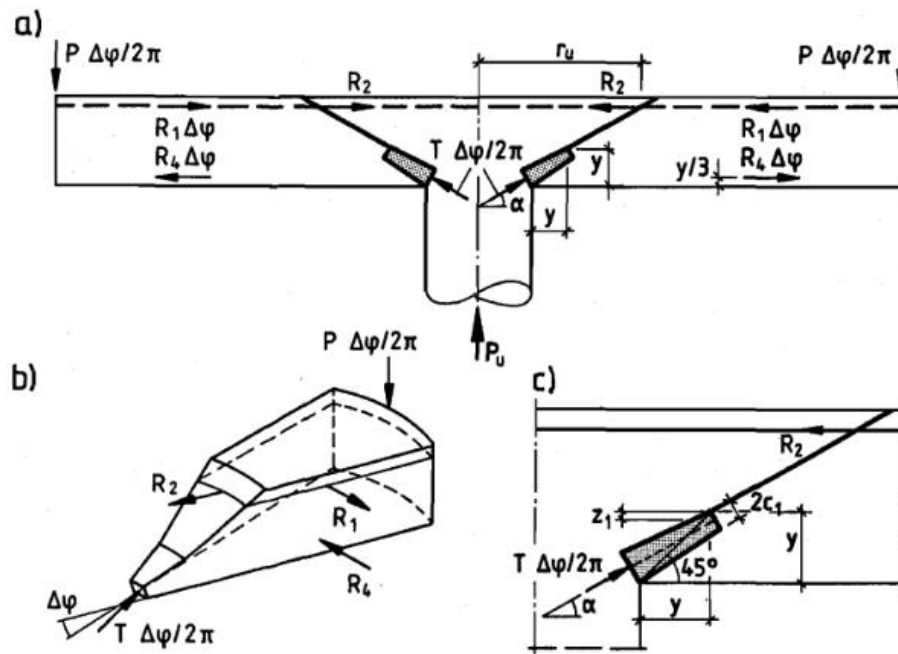


Figura 3-3. Modelo mecánico de Kinnunen/Nylander (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

El modelo de *Kinnunen* y *Nylander* predice la capacidad ultima de un una losa sin refuerzo a cortante igualando las ecuaciones (3-1) y (3-2), mediante la iteración del parámetro k_x .

El termino $V_{u,c}$ de la ecuación (3-1), depende de la resistencia última del concreto y se obtiene al imponer $\sum V = 0$.

$$V_{u,c} = k \pi \eta d^2 k_x \frac{1 + \frac{2k_x}{\eta}}{1 + \frac{k_x}{\eta}} \sigma_{cu} f(\alpha) \quad (3-1)$$

$$\text{En donde: } \eta = \frac{c_2}{d} \text{ y } f(\alpha) = \frac{\tan \alpha (1 - \tan \alpha)}{1 + \tan^2 \alpha}$$

El termino $V_{u,s}$ de la ecuacion (3-2), depende del limite elastico del acero f_y , la cuantia de refuerzo ρ y la forma. Esta se obtiene al establecer $\sum M = 0$. Cabe destacar en función de la ubicación del acero que alcance la fluencia existen tres formulaciones, la propuesta en la ecuación (3-2) corresponde a cuando la fluencia se alcanza en el área cónica de la losa de radio r_u , siendo r_f el radio del área circular (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

$$V_{u,s} = k 4 \pi \rho f_y d r_f \left[1 + \ln \left(\frac{\delta d}{2 r_u} \right) \right] \frac{1 - \frac{k_x}{3}}{\delta - \eta} \sigma_{cu} f(\alpha) \quad (3-2)$$

3.1.2 Modelo modificado de Broms

Broms en (Broms, 2005) plantea que el mecanismo de falla del punzonamiento no es usualmente falla pura a cortante, gobernada por las resistencia tracción diagonal del hormigón, sino que, la falla ocurre cuando colapsa la comprimida de altura “x” adyacente a la columna (ver Figura 3-4).

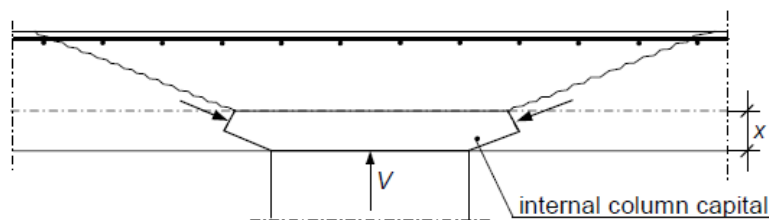


Figura 3-4. Transferencia de la carga V a la columna desde la losa plana (Broms, 2005).

En analogía con el modelo de *Kinnunen y Nylander (1960)*, *Broms* establece que el punzonamiento ocurre cuando el concreto a compresión próximo a la columna es afectado, ya sea, por grandes deformaciones tangenciales V_e , o por altos niveles de tensiones radiales V_σ . *Broms* introduce dos modificaciones principales al análisis de *Kinnunen/Nylander*, utilizando en primer lugar valores generales de las propiedades del hormigón en lugar de calibrar su modelo con resultados de ensayos específicos. Segundo, cálculo diferentes alturas de la zona comprimida tanto para la dirección radial como tangencial, en lugar del proceso iterativo de *Kinnunen/Nylander* (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

El mecanismo debido a las deformaciones tangenciales, V_e , ilustrado en la Figura 3-5, asume que la zona adyacente a la columna llega a un estado crítico de deformaciones tangenciales debidas a la flexión en dirección radial y tangencial, causando que el hormigón empiece a perder fricción interna y haciendo que se produzcan fisuras de cortante casi verticales. Ocurrido esto, la biela comprimida rápidamente pierde resistencia, volviéndose demasiado débil para resistir la reacción transmitida hasta llegar al colapso.

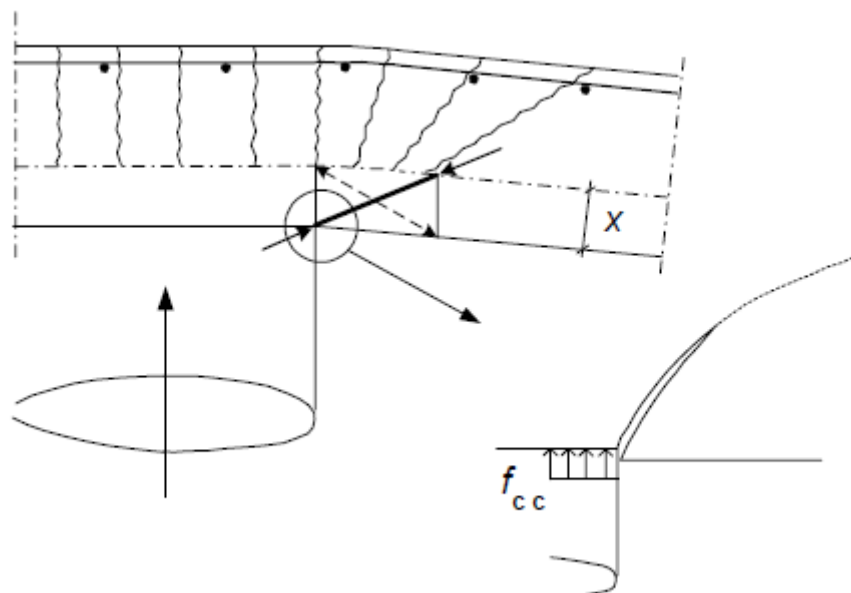


Figura 3-5. Mecanismo de falla V_e (Broms, 2005).

Basado en el comportamiento a compresión uniaxial de un cilindro de hormigón, *Broms* definió la deformación tangencial crítica ε_{cpu} en función de la resistencia del hormigón y el espesor de la zona comprimida (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001). El efecto tamaño y la variación de la fragilidad del hormigón se tienen en cuenta en la ecuación (3-3) (Broms, 2005).

$$\varepsilon_{cpu} = 0,0010 \left(\frac{25}{f_{cc}} \right)^{0,1} \left(\frac{0,15}{x_{pu}} \right)^{0,333} \quad (3-3)$$

Una vez conocido la deformación crítica a compresión tangencial ε_{cpu} , la carga de punzonamiento V_e puede ser calculada con la teoría clásica de vigas, usando condiciones de equilibrio y compatibilidad (Bernoulli) (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

La falla a punzonamiento debido a las tensiones radiales, V_σ , ilustrado en la Figura 3-6, asume que la falla se produce cuando las tensiones de compresión en el capital imaginario alcanzan un valor crítico (Broms, 2005). El valor crítico de tensiones para producir el fallo es $1,1f'_c$, en donde el factor 1,1 se obtiene por el incremento de resistencia del hormigón debido al estado biaxial a compresión alrededor de la columna (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

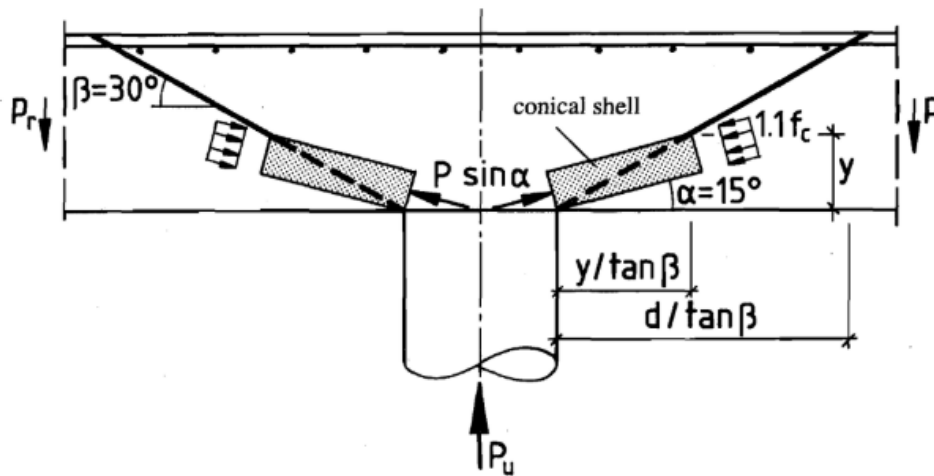


Figura 3-6. Mecanismo de falla V_σ (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001).

La carga ultima a punzonamiento, V_σ , puede determinarse aplicando condiciones de equilibrio en la dirección vertical según la ecuación

$$V_\sigma = \left[\pi \left(B + 2y \frac{1}{\tan 30^\circ} \right) \frac{y \sin 15^\circ}{\sin 30^\circ} 1,1 f_c' \left(\frac{0,15}{0,5y} \right)^{0,333} \right] \sin 15^\circ \quad (3-4)$$

Donde:

150 = diámetro estándar del espécimen cilíndrico

y = espesor aproximado del cono ficticio

f_c' = resistencia del cilindro

B = diámetro de la columna

Finalmente, la carga a punzonamiento quedara definida por el menor valor entre V_σ y V_ε .

3.1.3 Modelo analítico de Ph. Menétrey

La expresión analítica propuesta por *Menétrey (1996)* para calcular la carga última a punzonamiento, fue desarrollada en base a resultados obtenidos de simulaciones numéricas del mecanismo de fallo (CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design, 2001). El modelo propuesto plantea que la resistencia a punzonamiento está controlada por las tensiones de tracción en el hormigón a lo largo de la fisura inclinada (*Menétrey, Analytical Model for Punching Load Prediction, 2000*).

La resistencia a punzonamiento es calculada mediante la integración de las componentes verticales de las tensiones de tracción a lo largo de la fisura. Adicionalmente, también se añade la contribución de todas las barras que cruzan la fisura, sumando las componentes verticales de las fuerzas (ver Figura 3-7). De manera general, la resistencia a punzonamiento es calculada con la ecuación (3-5).

$$V_{pun} = V_c + V_{dow} + V_{sw} + V_{prt} \quad (3-5)$$

Donde, V_c es la contribución del hormigón, V_{dow} es la resistencia debido al efecto pasador, V_{sw} es la contribución de la armadura dispuesta a cortante, V_{prt} es la componente vertical de la

fuerza de los tendones de pretensado. La formulación detallada de estas variables se muestra en (Menétrey, Analytical Model for Punching Load Prediction, 2000) y (Menétrey, Synthesis of punching failure in reinforced concrete, 2002).

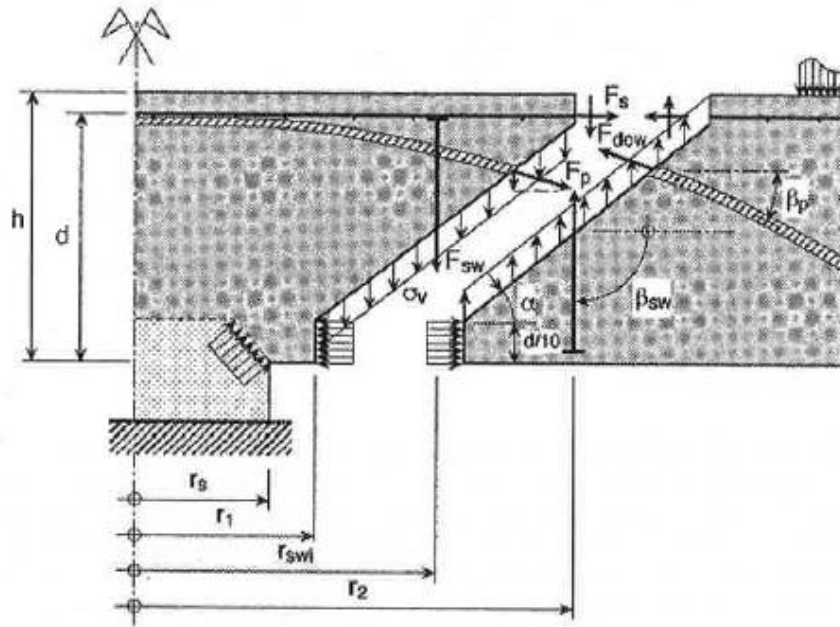


Figura 3-7. Esquema mecánico propuesto por Menétrey (Menétrey, Analytical Model for Punching Load Prediction, 2000).

Para verificar la verificación del modelo propuesto, Menétrey en (Menétrey, Synthesis of punching failure in reinforced concrete, 2002) presenta la comparación de las predicciones del modelo con una base de datos experimentales desarrollada por el grupo de trabajo 4.3 de la *fib*.

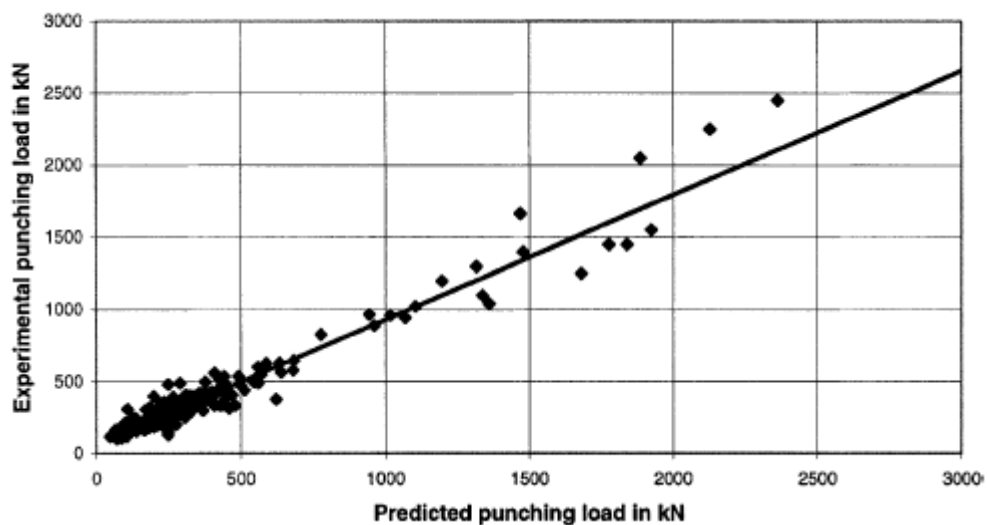


Figura 3-8. Comparativa carga de punzonamiento en losas sin refuerzo a punzonamiento (Menétrey, Synthesis of punching failure in reinforced concrete, 2002).

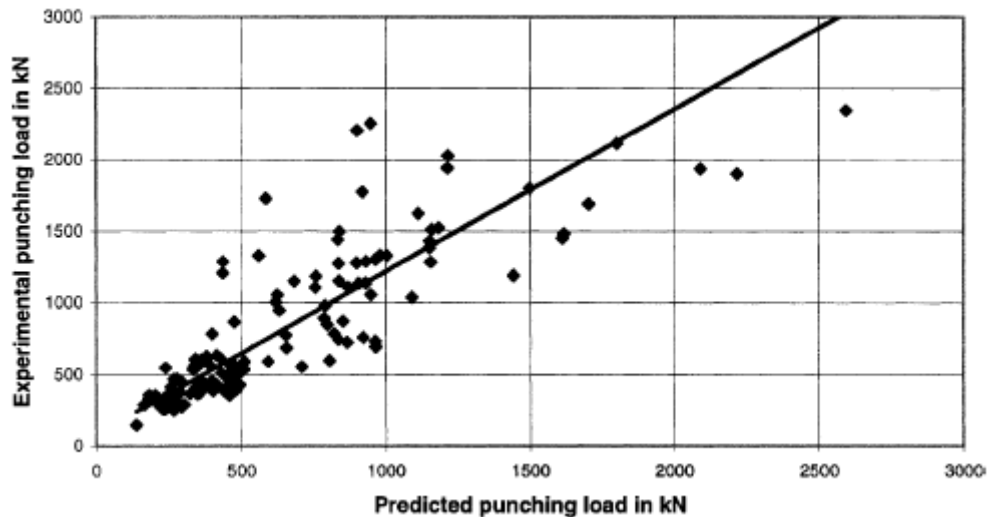


Figura 3-9. Comparativa carga de punzonamiento en losas con refuerzo a punzonamiento (Menétrey, *Synthesis of punching failure in reinforced concrete*, 2002).

En las comparativas mostradas en la Figura 3-8 y la Figura 3-9 se observa que, para el caso de losas sin refuerzo de punzonamiento, el modelo presenta baja dispersión, solo apreciándose una diferencia notable en los casos de cargas elevadas. Por otro lado, las losas con armadura a punzonamiento presentan una dispersión importante.

Menétrey también estudio la influencia de la armadura a flexión con el tipo de falla a punzonamiento o flexión producido. Para el estudio, Menétrey realizo ensayos en losas de 120 mm de espesor soportadas en columnas de 550 mm de radio, variando solo el acero a flexión.

De las curvas carga-desplazamiento de la Figura 3-10 se puede ver claramente la influencia que presenta el armado a flexión, con un notable incremento de la resistencia ultima al aumentar el diámetro de la armadura. Por otro lado, el refuerzo a flexión también influye en el tipo de rotura obtenido, pasando de una rotura dúctil (flexión) para para diámetros entre 4-6 mm, frente a una rotura frágil, caracterizada por la rápida pérdida de resistencia (punzonamiento) para diámetros entre 8-10mm.

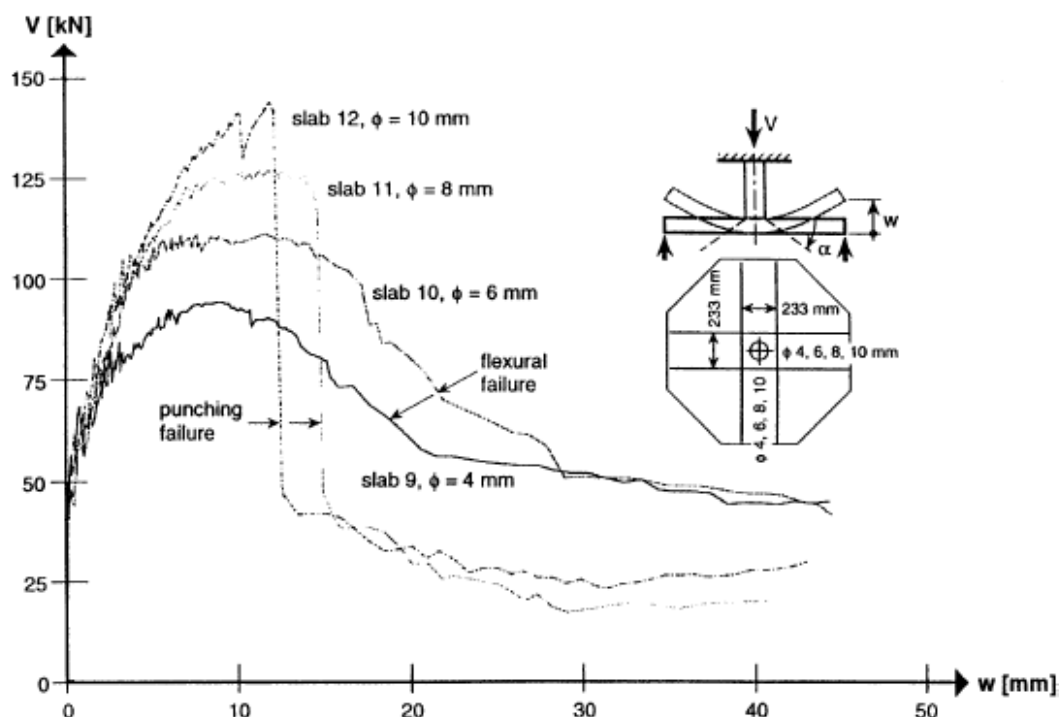


Figura 3-10. Curva de respuesta en función de la cuantía del refuerzo a flexión de Menétrey (Menétrey, *Synthesis of punching failure in reinforced concrete*, 2002).

3.1.4 Compression Chord Capacity Model (CCCM) de Marí et al.

Marí *et al.* en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018), presentan un modelo analítico capaz de predecir la capacidad última de losas de hormigón con o sin refuerzo a cortante. Dicho modelo, explica y cuantifica de manera consistente la fenomenología del problema observada experimentalmente, así como también, provee significado físico a algunos de los parámetros usados en los códigos de diseño.

El fenómeno del punzonamiento ha sido estudiado extensamente en el pasado, no obstante, hasta el momento no hay un consenso sobre el/los modelos que más se ajusten a la realidad. La mayoría de los códigos de diseño han utilizado formulaciones empíricas ajustadas basadas en ciertos ensayos, sin capturar la física del problema, ni ser capaces de generalizarla. Es por lo que, la intención de Marí *et al.* en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018) es exponer un modelo mecánico simple pero preciso, que permita predecir la carga última a punzonamiento en losas con o sin armadura a cortante.

El modelo de punzonamiento descrito anteriormente, es una adaptación del modelo de cortante para vigas de hormigón armado, propuesto por los autores en (Marí, Bairán, Cladera, & Oller, 2016) y (Cladera, et al., 2016), el cual parte de sus principios se basan en el aumento de la resistencia cortante debido a la compresión de la biela horizontal.

Marí *et al.* describen el proceso de falla iniciándose con fisuraciones tangenciales y radiales, de las cuales, al aumentar la carga y tras una redistribución de momentos tangenciales y radiales, una fisura tangencial se desarrolla en profundidad. Finalmente, plantean la rotura a punzonamiento debido al colapso del hormigón situado en las intermediaciones de la columna en el parámetro comprimido.

En la Figura 3-11 se muestran las componentes de las fuerzas que contribuyen a la resistencia a cortante pasando por la fisura crítica.

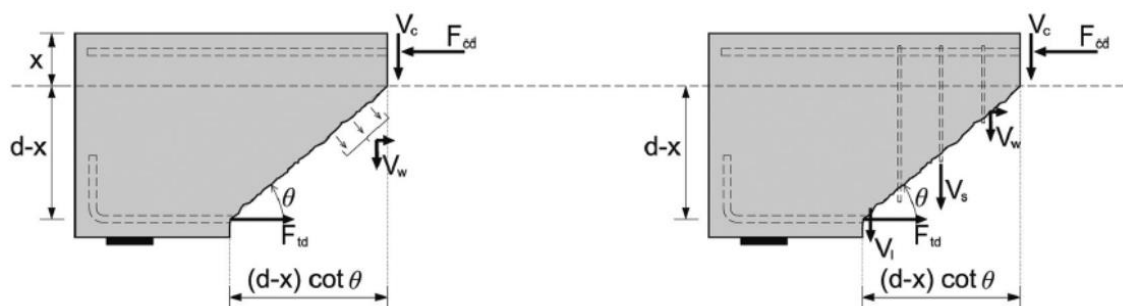


Figura 3-11. Componentes de la resistencia a cortante. (a) Elementos sin estribos. (b) Elementos con estribos (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).

Si se plantea equilibrio en los diferentes mecanismos resistentes mostrados en la Figura 3-11 y asumiendo una distribución parabólica de las tensiones tangenciales en la cabeza comprimida, se pueden escribir las siguientes expresiones:

$$V_u = (V_c + V_w + V_l) + V_s = f_{ctm} b d (v_c + v_w + v_l + v_s) \quad (3-6)$$

$$v_c = \frac{V_c}{f_{ctm} b d} = 0,682 \frac{x}{d} \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{\sigma_1^2}} \quad (3-7)$$

Donde, v_c es la resistencia adimensional a cortante.

En el caso de losas de hormigón armado, en donde las armaduras aun no hayan plastificado previo a la rotura, la resistencia a punzonamiento puede escribirse de acuerdo con la ecuación (3-8).

$$V_{cu} = V_c + V_w \quad (3-8)$$

Donde:

V_c = resistencia a compresión-cortante de la zona comprimida de la losa.

V_w = resistencia a cortante del hormigón, transferida a lo largo de la fisura inicial.

Posición de la fisura crítica

Marí et al. proponen la posición de la fisura crítica s_{crit} como la distancia desde el perímetro donde la fisura principal entra en contacto con la zona comprimida del hormigón (perímetro crítico) hasta el paramento de la columna.

$$s_{crit} = x \cot \theta = s_{crack} \frac{x}{d} \quad (3-9)$$

Donde:

s_{crack} = perímetro referente al inicio de la fisura.

θ = ángulo que forma la fisura con la horizontal.

Por otro lado, a través del momento de fisuración radial por unidad de ancho, m_{crack} , se puede obtener el radio donde inicia la fisuración. De la teoría de elasticidad, imponiendo igualdad de momentos, se puede calcular m_{crack} a través de la ecuación (3-10).

$$m_r(r) = \frac{V}{4\pi} (1 + \nu) \ln \left(\frac{r_0}{r} \right) = m_{crack} \rightarrow r = r_0 e^{-10,5 m_{crack}/V_{Ed}} \quad (3-10)$$

Donde:

V = carga aplicada.

ν = coeficiente de Poisson (0,2).

r = distancia desde el centro de la columna a los puntos de momento nulo.

r_0 = distancia desde el centro de la columna hasta el punto en el que se está analizando el momento.

Reescribiendo y operando en las ecuaciones (3-9) y (3-10) se obtiene:

$$\frac{s_{crit}}{d} = \frac{r_{col}}{d} \left(\frac{r}{r_{col}} e^{-10,5 m_{crack}/V_{Ed}} - 1 \right) \frac{x}{d} \quad \text{con} \quad \frac{s_{crit}}{d} = \cot\theta \leq 2,5 \quad (3-11)$$

Debido a que la ecuación (3-11) no resulta ser practica con fines de diseño, *Marí et al.* en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018) sugieren de manera simplificada, luego de realizar una comparación de la misma con resultados obtenidos experimentalmente, la utilización de un valor de perímetro crítico $s_{crit} = 0,5d$. Dicho valor está alineado a los utilizados por normativas como el *ACI* y *Model Code 2010*.

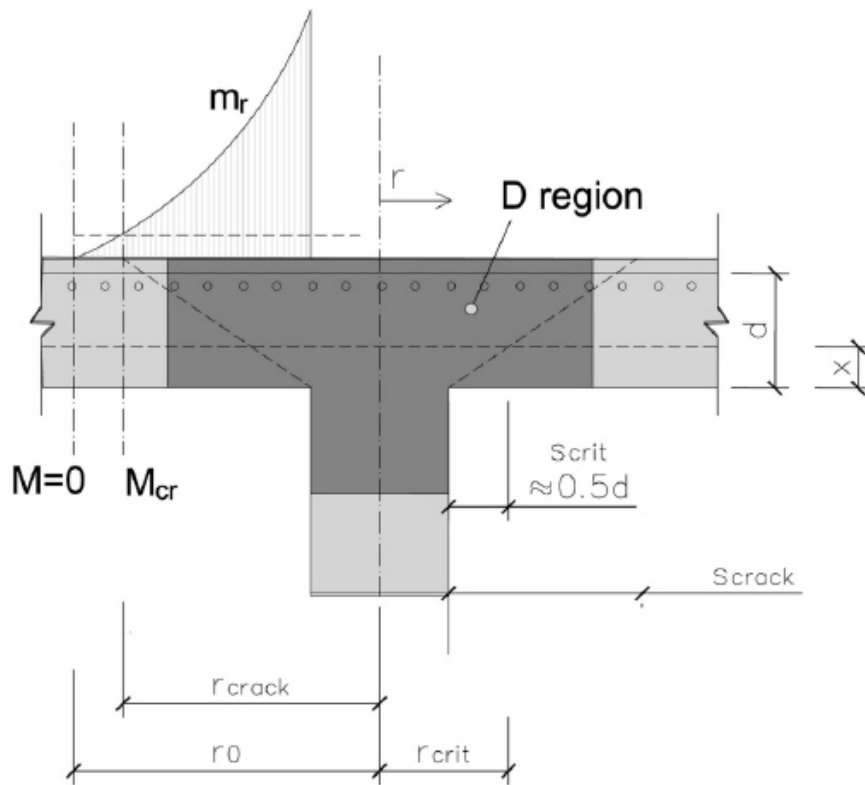


Figura 3-12. Representación de los parámetros utilizados en el cálculo de la posición de la fisura crítica (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).

Efecto del estado multiaxial en la zona comprimida

Debido al efecto multiaxial en la zona comprimida, se produce un incremento de la resistencia del hormigón. *Marí et al.* en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018) plantean que dicho estado multiaxial se debe a: compresiones radiales σ_r , compresiones tangenciales σ_ϕ y compresiones verticales σ_v , junto a tensiones tangenciales (ver Figura 3-13). Cabe destacar que, el efecto de confinamiento es moderado, ya que, no se produce un estado triaxial de compresión, esto es debido a que las tensiones normales están acompañadas de tensiones de cortante, generando con esto tensiones principales de tracción en la zona inferior de la losa.

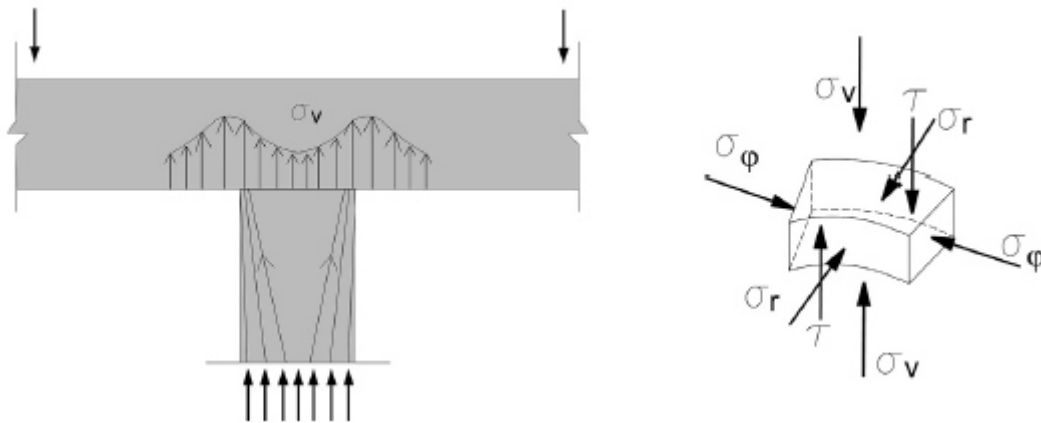


Figura 3-13. Esquema de las tensiones verticales en la zona inferior de la losa y estado tensional de un punto (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).

A través de un estudio numérico, los autores afirman en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018) que existe una distribución no uniforme de tensiones verticales σ_v , con valores promedios comprendidos entre 1,25 y 1,50 veces la tensión media vertical de la zona de la conexión y un máximo en la zona entre los paramentos de la columna y el perímetro crítico. Dichas tensiones verticales generan confinamiento en las zonas cercanas a la columna, por lo que es necesario cuantificar su valor.

Asumiendo un valor de $\alpha = 1,25$, un valor aproximado de las tensiones verticales en el hormigón se puede calcular utilizando la ecuación (3-12).

$$\frac{\sigma_v}{f_{ct}} = \frac{\propto V}{f_{ct} \pi r_{crit}^2} = \frac{2 \propto v}{\frac{r_{crit}}{d}} \simeq \frac{2,5v}{\frac{r_{crit}}{d}} \quad (3-12)$$

Donde $v = V/(u_{crit} d f_{ct})$ es la resistencia adimensional a cortante del hormigón.

Con la finalidad de incorporar el efecto del confinamiento biaxial, *Marí et al.* proponen la utilización de la envolvente de fallo de *Kupfer* modificada, utilizando la resistencia confinada del hormigón f_{cc} en lugar de la no confinada f_c (ver Figura 3-14)

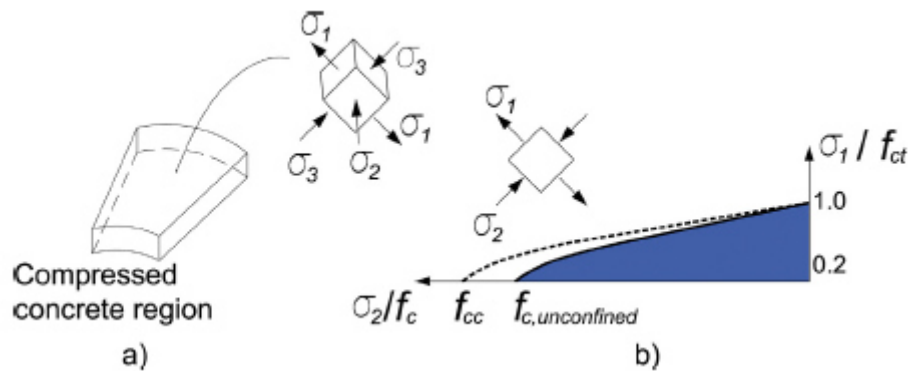


Figura 3-14. Tensiones principales en una región sin fisurar de la losa (a); Envolvente de falla biaxial de *Kupfer* modificada (b) (*Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018*).

Para el cálculo de la resistencia del hormigón confinado se adopta la formulación propuesta en el *Eurocódigo 2 (EN1992-1-1)*, según la ecuación (3-13).

$$f_{cc} = f_c \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_{cc}}{f_c} \right) \quad \text{si} \quad \frac{\sigma_{cc}}{f_c} \geq 0,05 \quad (3-13)$$

$$\sigma_{cc} = 0,5(\sigma_\phi + \sigma_v) \quad (3-14)$$

La tensión de confinamiento σ_{cc} es definida como el valor medio entre las tensiones de compresión tangenciales σ_ϕ y verticales σ_v .

Las tensiones tangenciales pueden ser consideradas proporcionales a las radiales, siempre y cuando aparezca fisuración tanto radial como tangencial y la cuantía de armadura sea equitativa entre las direcciones ortogonales ($\rho_x \approx \rho_y$). *Marí et al.* en (*Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018*) adoptan una relación de $\sigma_\phi \simeq 1,5\sigma_r$, por lo que reescribiendo la ecuación (3-14) se obtiene:

$$\sigma_{cc} = 0,5(1,5\sigma_r + \sigma_v) \quad (3-15)$$

Resistencia a punzonamiento con armaduras longitudinales no plastificadas

Planteando equilibrio sobre una cuña de hormigón, asumiéndose un comportamiento lineal de la misma en la zona no fisurada (ver *Figura 3-15*), puede obtenerse la tensión radial a través de la ecuación (3-16), necesaria para el cálculo de la resistencia a cortante según la ecuación (3-7).

$$\sigma_r(\lambda) = \frac{2\lambda C}{xz} = \frac{2\lambda \left(m_{crack} \frac{r_{crack}}{r_{crit}} + V_c \beta d + V_w \beta_w d (\tan \theta + \cot \theta) \right)}{x(d - \frac{x}{3})} \quad (3-16)$$

Donde:

λ = posición de la carga C respecto al eje neutro, $\lambda = 0,425x$.

βd = proyección horizontal de la fisura crítica, $\beta d = 0,5d(d - x)/x$, siendo x la profundidad del eje neutro.

$\beta_w d$ = punto de aplicación de V_w .

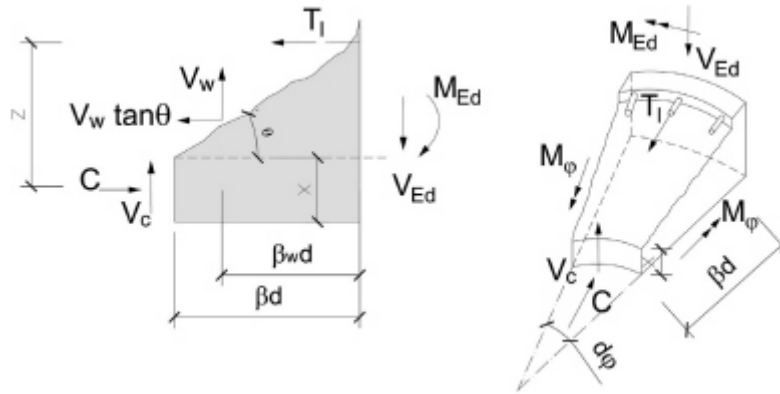


Figura 3-15. Equilibrio de fuerzas en cuña de hormigón por debajo de la fisura (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018).

Conocida la tensión radial, se puede calcular la resistencia a punzonamiento a partir de la ecuación (3-7), sustituyendo el ancho de la viga b por el perímetro crítico u_{crit} , la tensión σ_x por la tensión radial σ_r e incorporando de forma iterativa las ecuaciones (3-11), (3-15) y (3-16).

Marí et al. en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018), destacan que la solución tiene una dependencia lineal de la profundidad relativa del eje neutro (x/d), la resistencia a tracción del hormigón, el espesor de la losa y las dimensiones de la columna.

Por otro lado, debido a que el término V_w es relativamente pequeño en comparación con el término V_c (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018), se toman valores estándares del hormigón para definirlo.

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ctm} u_{crit} d} = 0,05 \quad (3-17)$$

Finalmente, la resistencia a punzonamiento de losas sin armadura a cortante se obtiene como:

$$V_{cu} = V_c + V_w = \xi \left(1,125 \frac{x}{d} + 0,425 \right) f_{ctm} u_{crit} d \quad (3-18)$$

Donde:

ξ = factor de tamaño, $\xi = [2(d/a)^{0,2}]/\sqrt{1 + d_0/200} \leq 0,45$.

f_{ctm} = resistencia a tracción media del hormigón.

u_{crit} = perímetro crítico situado a una distancia de la columna $s_{crit} = 0,5d$.

Debido al menor canto y cuantía geométrica de las losas en comparación con las vigas, la proporción de cortante transferido a lo largo de la fisura es mayor. Por esta razón, *Marí et al.* proponen el cálculo de una resistencia mínima a punzonamiento según la ecuación (3-19).

$$V_{cu,min} = \left[\xi(1,125K_c + 0,375) + \frac{10}{d_0} \right] f_{ctm} u_{crit} d \quad (3-19)$$

Donde:

K_c = $x/d \leq 0,2$

d_0 = menor valor entre la profundidad específica d y 100 mm.

Las formulaciones para losas con armadura longitudinal plastificando o con armadura de cortante, presentadas en (Marí, Cladera, Oller, & Bairán, 2018), quedan fuera de este estado del arte.

3.2 Revisión literaria del análisis por elementos finitos del fallo a punzonamiento

El uso de simulaciones numéricas por computador basadas en el análisis por elementos finitos ha ido revolucionando las investigaciones de ingeniería, convirtiéndola en una herramienta común para el análisis de estructuras. De manera general, se trata de subdividir una estructura compleja en componentes o “elementos finitos”, interconectados entre si por nodos, de los que se obtienen desplazamientos y rotaciones a través de métodos que usan principios de energía, como el teorema del trabajo virtual y el principio de la mínima energía potencial. Como resultado se obtienen una gran cantidad de ecuaciones asociadas al análisis robusto del FEA, esta característica lo hace extremadamente impráctico si no fuera por el hecho de poder realizar el análisis a través del computador.

Entre los primeros investigadores en utilizar la técnica de los elementos finitos para el análisis de vigas de hormigón armado se encuentran *Ngo y Scordelis* en (Ngo & Scordelis, 1967). Los primeros análisis por elementos finitos se realizaban utilizando modelos 2D debido a las limitaciones computacionales de la época, reduciendo al máximo la cantidad de grados de libertad y con esto el coste computacional asociado. Como se ha mencionado antes en la revisión del estado del arte en la sección 3.1, en el fenómeno del punzonamiento se produce un estado complejo de tensiones, el cual no puede ser reproducido eficientemente por un elemento 2D. Debido al gran avance en el área de los computadores, ya es posible crear modelos más complejos utilizando elemento solidos tridimensionales (3D), convirtiendo el FEA en una herramienta de gran utilidad para el entendimiento de los mecanismos de falla y la fisuración en elementos de hormigón armado.

La revisión del estado del arte del FEA estará enfocada en investigaciones realizadas para el análisis del fallo a punzonamiento utilizando solidos tridimensionales, prestando mayor interés en los modelos constitutivos utilizados para reproducir el endurecimiento y reblandecimiento tensional del hormigón y los parámetros utilizados para definir la *Concrete*

Damage Plasticity (CDP). En la sección 4.3.2 se explica de manera detallada la definición del modelo de la CDP.

3.2.1 Winker y Stangenberg

Winker y Stangenberg en (Winkler & Stangenberg, 2008) modelaron el fallo a punzonamiento de losas de 200 mm de espesor apoyadas en columnas cuadradas de 145mm y cargadas concéntricamente. A través de sus simulaciones, los autores demostraron la efectividad del modelo constitutivo de la CDP disponible en Abaqus.

Los resultados de sus simulaciones fueron comparados con resultados experimentales, observándose un comportamiento más rígido en las simulaciones numéricas y un poco más ductilidad para alcanzar la carga ultima. Cabe destacar, que el objetivo principal de los autores era demostrar que un análisis FEA era capaz de reproducir el fallo a punzonamiento, no realizaron análisis paramétricos de las propiedades de los materiales ni del modelo (Winkler & Stangenberg, 2008). Por lo que, el modelo desarrollado por los autores no ofrece los requerimientos generales para simular el punzonamiento para un amplio rango de losas variando sus propiedades.

En sus simulaciones *Winker y Stangenberg* utilizaron elementos solidos de 8 nodos para modelar el hormigón, mientras que el acero de refuerzo fue modelado como elementos 2D tipo Truss, asumiendo adherencia perfecta entre ambos.

Para la definición de los modelos constitutivos del hormigón, los autores definieron el comportamiento a compresión uniaxial a través de las ecuaciones (3-20) y (3-21), mientras que para el comportamiento a tracción se utilizó la ecuación (3-22), definida mediante la relación tensión-abertura de fisura.

$$\sigma_c = \left(\frac{E_{ci} \left(\frac{\epsilon_c}{f_{cm}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \left(\frac{\epsilon_c}{f_{cm}} \right) - 2 \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)} \right) f_{cm} \quad \sigma_c \leq f_{cm} \quad (3-20)$$

$$\sigma_c = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \epsilon_{c1}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \epsilon_c + \frac{\gamma_c \epsilon_{c1}^2}{2 \epsilon_c} \right)^{-1} \quad \sigma_c > f_{cm} \quad (3-21)$$

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{ct}} = \left(1 + \left(c_1 \left(\frac{w}{w_c} \right) \right)^3 \right) e^{-c_2 \left(\frac{w}{w_c} \right)} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (3-22)$$

Los parámetros propios de la función de fluencia para la definición de la CDP utilizados por el autor fueron: ángulo de dilatancia de 30°, factor de forma de 0,667 y relación entre tensiones de 1,16 (Winkler & Stangenberg, 2008).

3.2.2 Youm et al

Youm et al. en (Youm, Kim, & Moon, 2014), desarrollaron un modelo no lineal de elementos finitos calibrado con los ensayos experimentales de 5 losas. Para sus simulaciones emplearon la CDP en Abaqus, utilizando elementos sólidos modelar el hormigón, y elementos 2D tipo Truss para el acero de refuerzo.

Algo interesante en las simulaciones de *Youm et al*, fue el estudio paramétrico realizado al ángulo de dilatancia del hormigón, uno de los parámetros fundamentales para la definición de la CDP. En la Figura 3-16 se muestra la comparación para los resultados carga-flecha utilizando ángulos de dilatancia de 20°, 31° y 45°, ajustándose mejor a los resultados experimentales 30°.

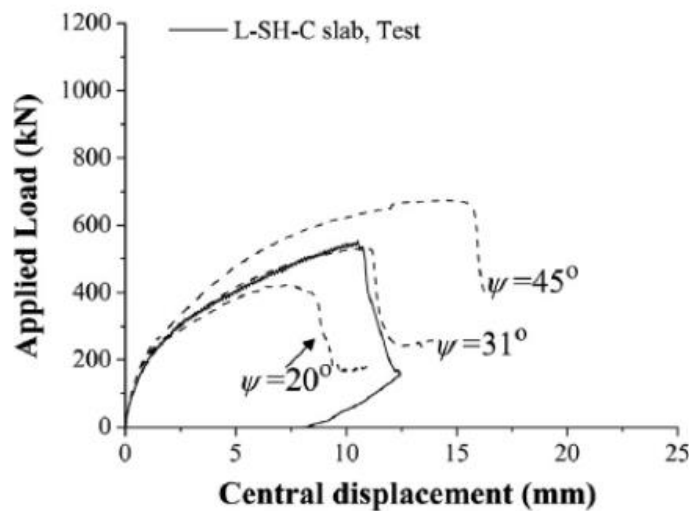


Figura 3-16. Análisis paramétrico del ángulo de dilatancia del hormigón (Youm, Kim, & Moon, 2014).

3.2.3 Genikomsou y Polak

Genikomsou y Polak en (Genikomsou & Polak, 2014) desarrollaron un modelo de elementos finitos para simular el ensayo experimental de un espécimen de losa llamado SB1, para el análisis utilizaron el modelo CDP con los parámetros: ángulo de dilatancia del hormigón de 30° , factor de forma de 0,667, relación de tensiones 1,16, y excentricidad de 0,1. El modelo constitutivo a tracción del hormigón fue definido por los autores a través de la abertura de fisura, similar a lo realizado por Winker y Stangenberg en (Winkler & Stangenberg, 2008).

Como se muestra en la Figura 3-17, los autores realizaron un análisis estático utilizando ABAQUS/Standard variando la viscosidad y lo compararon con un análisis cuasi estático utilizando ABAQUS/Explicit. Como resultado se obtuvo que ambos procedimientos de análisis simulaban bien la respuesta experimental.

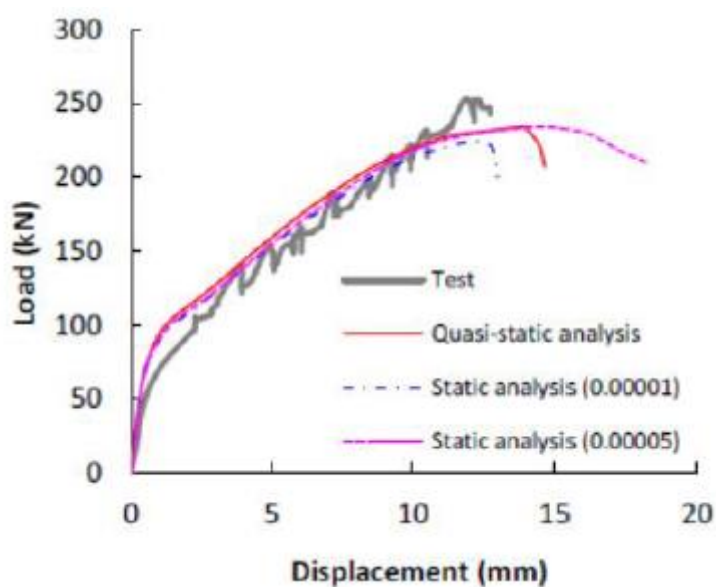


Figura 3-17. Comparación carga-flecha de un análisis estático vs un cuasi estático (Genikomsou & Polak, 2014).

Los autores realizaron un análisis paramétrico de la influencia de la viscosidad, obteniendo en la Figura 3-18 una respuesta más rígida en la relación carga-flecha al aumentar la viscosidad. Adicionalmente, también se estudió la influencia de la cuantía de refuerzo a flexión, obteniéndose una mayor resistencia al aumentar la cantidad de refuerzo, la Figura 3-19 muestra la curva carga-flecha para cuantías a flexión desde 0,37% hasta 2%.

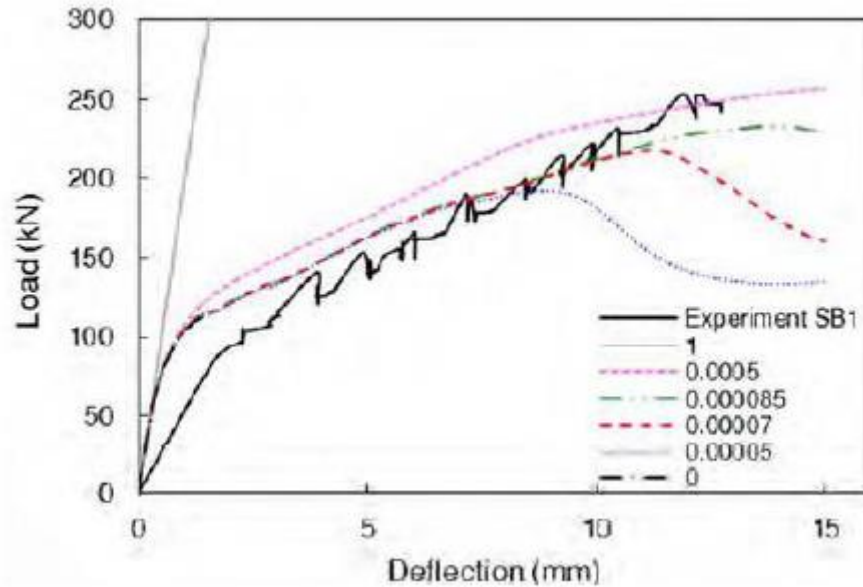


Figura 3-18. Influencia de la viscosidad en la carga última (Genikomsou & Polak, 2014).

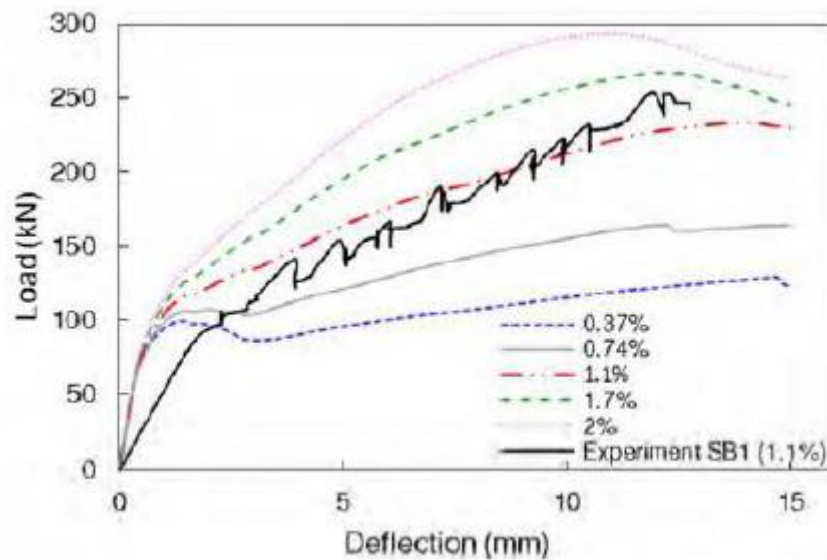


Figura 3-19. Influencia de la cuantía a flexión en la carga última (Genikomsou & Polak, 2014).

Nuevamente en (Genikomsou & Polak, 2015) los autores modelaron la losa SB1. Los parámetros fundamentales de la CDP utilizados fueron los mismos que en (Genikomsou & Polak, 2014), con la única excepción de la variación del ángulo de dilatación del hormigón, incrementado de 38° a 40° .

Los autores utilizaron la parábola de Hognestad para la definición del modelo uniaxial a compresión del hormigón, para la definición de la relación uniaxial a tracción se utilizó la curva

bilineal *tensión-abertura de fisura* mostrada en la Figura 3-20. Con el objetivo de minimizar zonas de fracturas localizadas, los autores proponen la transformación de la curva *tensión-abertura de fisura* a *tensión-deformación de fisuración* (ver Figura 3-21). Para la transformación se usa la longitud característica, l_c , que para un elemento 3D, puede ser definida como la raíz cubica de su volumen.

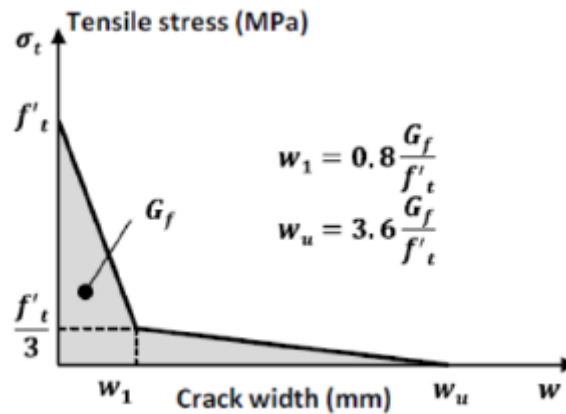


Figura 3-20. Tensión vs abertura de fisura (Genikomsou & Polak, 2015).

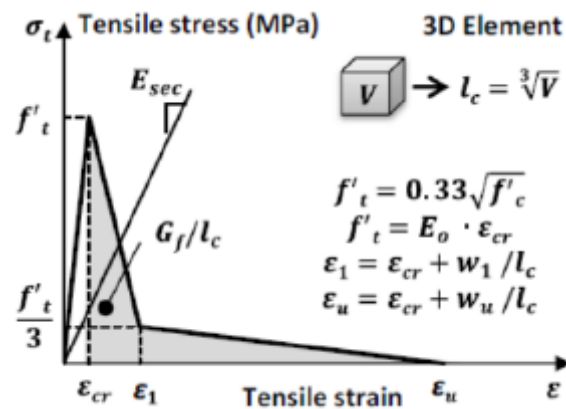


Figura 3-21. Tensión vs deformación de fisuración (Genikomsou & Polak, 2015).

Las conclusiones obtenidas por Genikomsou y Polak en (Genikomsou & Polak, 2015) fueron las siguientes:

- El incremento del Angulo de dilatancia del hormigón, aumenta la capacidad ultima a punzonamiento.
- Al aumentar el factor de forma, se produce una reducción de la carga ultima, esta reducción es muy pequeña pudiendo llegar a despreciarse.

- La inclusión de parámetros de daño es solo importante para casos de carga cíclica y dinámica.
- El modelo es dependiente del tamaño de la malla. Para tamaños de malla mayores a 20 mm, la solución no converge obteniéndose un comportamiento dúctil irreal. Para mallas inferiores a 20 mm, la solución converge de manera prematura obteniéndose una falla un poco más frágil.

4 Simulación numérica

El uso de métodos numéricos avanzados, capaces de captar el comportamiento no lineal del hormigón armado, es una herramienta muy útil para la evaluación de estructuras antiguas y/o deterioradas, para las que las nuevas normativas de diseño no son adecuadas. Uno de los objetivos principales de este trabajo es dar soporte mediante la simulación numérica, a los ensayos que se realizarán, para la evaluación de la resistencia a punzonamiento del tablero de un puente sobre el río Anoia, en la carretera BV-2249, en Gelida, Cataluña, el cual fue construido en el 1932.

Para la realización de las simulaciones numéricas se utilizó el paquete comercial ABAQUS v6.14, el cual tiene la capacidad de realizar análisis numéricos mediante el método de los elementos finitos, permitiendo incorporar al análisis una gran variedad de tipologías de elementos, configuraciones geométricas y modelos constitutivos de los materiales, pudiendo con esto captar la respuesta no lineal del hormigón armado.

Este capítulo estará enfocado en la definición de modelos numéricos, capaces de simular tanto la respuesta a punzonamiento de la losa del tablero en forma de pi, captando el comportamiento no lineal del hormigón armado.

4.1 Modelización por elementos finitos

El método de los elementos finitos (FEM por sus siglas del inglés *Finite Element Method*) es una técnica numérica que nos permite resolver de manera aproximada problemas físicos mediante la subdivisión de un dominio de interés en un número finito de componentes o elementos (discretización), estos elementos se encuentran interconectados entre sí a través de sus nodos. La respuesta global de cada elemento (desplazamientos, deformaciones, tensiones, etc.) son calculadas de las respuestas nodales del mismo mediante funciones de interpolación (funciones de forma).

Tal y como destaca (Rombach, 2004), la tarea principal es encontrar funciones que puedan aproximar el comportamiento de un elemento estructural especial y satisfacer las condiciones de compatibilidad. Por ejemplo, para un elemento barra, de 2 nodos, la relación entre las respuestas nodales del mismo se puede determinar mediante equilibrio, no obstante, en elementos complejos como los tipo cascara (shell), principios de trabajo o desplazamiento virtual son utilizados.

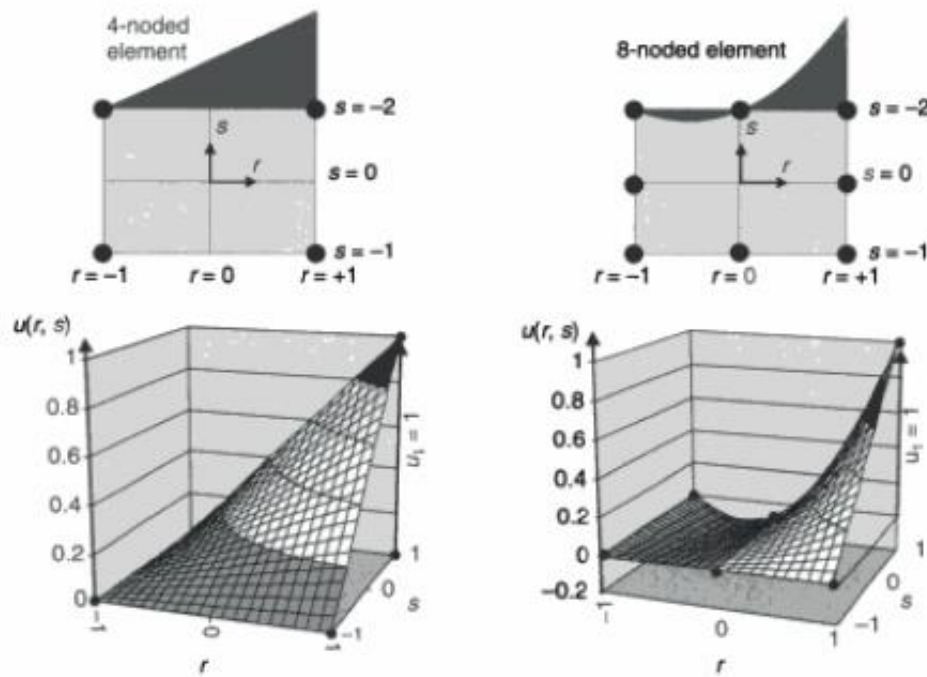


Figura 4-1. Desplazamientos entre elementos de 4 y 8 nodos para $u_1=1$ (Rombach, 2004)

Tal y como se aprecia en la Figura 4-1, se puede observar que para un elemento isoperimétrico con 4 y 8 nodos se obtienen diferentes desplazamientos y por lo tanto diferentes deformaciones aun cuando las respuestas nodales sean iguales ($u_1=1$).

El comportamiento de los elementos en un análisis de elementos finitos es descrito mediante ecuaciones diferenciales parciales (EPD). Para desarrollar la formulación de los elementos finitos, las ecuaciones diferenciales parciales en su forma fuerte deben ser transformadas a una forma integral equivalente llamada “forma débil”.

(Nikishkov, 2004) plantea que, si la formulación física del problema es descrita como una ecuación diferencial, entonces el método más popular para su formulación de elementos finitos es el método *Galerkin*, no obstante, si el problema físico puede formularse como minimización de un funcional, entonces la *formulación variacional* de las ecuaciones del elemento finito es usada generalmente. Los enfoques variacionales están basados en la filosofía de la minimización de la energía.

De manera general las funciones que representan el comportamiento de cada elemento se pueden expresar matricialmente de la siguiente forma:

$$[K]_e \{U\}_e = \{F\}_e \quad (4-1)$$

Siendo $[K]_e$ la matriz de rigidez del elemento, $\{U\}_e$ el vector desplazamiento del elemento y $\{F\}_e$ el vector fuerza del elemento.

4.2 Introducción al software ABAQUS para el análisis del comportamiento no lineal de las estructuras de hormigón

ABAQUS es un paquete de simulación numérica que utiliza el método de los elementos finitos (FEM) para la resolución de problemas físicos, ya sean de carácter estáticos o dinámicos. Como la mayoría de los softwares actuales para simulación numérica, ABAQUS cuenta con módulos de: preprocesamiento o modelización (Abaqus/CAE), simulación o cálculo (Abaqus/Standard y Abaqus/Explicit) y postprocesamiento o visualización (Abaqus/CAE).

La diferencia entre sus dos motores de cálculo, tal y como apunta (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014), radica en el proceso dinámico de integración directa utilizado. Abaqus/Standard ofrece operadores implícitos para la integración de la ecuación de movimiento, mientras que Abaqus/Explicit usa el operador de diferencia central. En un análisis dinámico implícito, la matriz del operador de integración debe ser invertida y un conjunto de ecuaciones no lineales de equilibrio tienen que ser resueltas en cada incremento. En un análisis

dinámico explícito, los desplazamientos y velocidades son calculados en términos de cantidades que son conocidas al inicio de un incremento, por lo que, las matrices globales de masa y rigidez no necesitan ser formadas e invertidas, lo que significa que cada incremento tiene un coste computacional relativamente menor en comparación con un escenario de integración implícita.

Como señala (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014), una de las ventajas de Abaqus/Explicit es que el costo del análisis solo crece linealmente con el tamaño del problema, mientras que el coste de resolución de las ecuaciones no lineales asociadas con la integración implícita crece más rápidamente que lineal con el tamaño del problema. Por lo tanto, Abaqus/Explicit es más atractivo para problemas muy grandes.

(Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) destaca que la regla de integración explícita es simple, pero por sí sola no provee la eficiencia computacional asociada con el procedimiento dinámico explícito. La clave de la eficiencia computacional del procedimiento explícito es el uso de las matrices de masa diagonales de los elementos, debido a que las aceleraciones al inicio del incremento son calculadas por:

$$\ddot{u}_{(i)}^N = (M^{NJ})^{-1}(P_{(i)}^J - I_{(i)}^J) \quad (4-2)$$

Donde M^{NJ} es la matriz de masa, P^J es el vector de carga aplicado e I^J es el vector de fuerza inercial. Se usa una matriz de masa diagonal porque su inversa es simple de calcular, así como también porque la multiplicación vectorial de la misma por la fuerza inercial requiere solo de n operaciones, donde n es el número de grados de libertad del modelo. El procedimiento implícito no requiere de iteraciones ni tampoco de la matriz de rigidez tangente. El vector de fuerza inercial, I^J , es ensamblado por la contribución individual de los elementos, de tal manera que la matriz global de rigidez no tiene que ser formada.

Cabe destacar que la estabilidad del método de cálculo explícito está condicionado por el incremento de tiempo utilizado en el análisis. (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) indica

que, el límite de estabilidad para el método de diferencia central (el mayor incremento de tiempo que se puede tomar sin que el método genere grandes errores) está estrechamente relacionado con el tiempo requerido por una onda de tensión para atravesar la dimensión más pequeña de elemento en el modelo, es por esto que, el incremento de tiempo de un análisis dinámico explícito puede ser muy corto si la malla contiene elementos muy pequeños, o si la velocidad de la onda de tensión en el material es muy alto.

4.3 Simulación numérica del punzonamiento en tablero de puente

Como se ha mencionado anteriormente las simulaciones se realizarán utilizando el paquete comercial ABAQUS v6.14, conjuntamente apoyado con el lenguaje de programación PYTHON, este último será de gran ayuda a la hora de realizar análisis paramétricos en el modelo.

Para la definición del modelo numérico en Abaqus, es necesario establecer las siguientes propiedades:

- Definición de la geometría.
- Definición del modelo constitutivo de los materiales.
- Elección de los tipos de elementos finitos y establecimiento de la interacción entre los mismos (contacto relativo).
- Discretización del modelo en elementos finitos.
- Definición de las condiciones de apoyo y aplicación de la carga.

4.3.1 Definición inicial de la geometría

Debido a que las simulaciones numéricas servirán de soporte a la campaña experimental para la evaluación de la resistencia del puente, la geometría de los elementos se ha establecido según las propuestas para los ensayos por los profesores *Antonio Marí Bernat*, *Eva Oller Ibars* y el doctorando *Pablo Gonzales Fernández* de la UPC.

Para la realización de los ensayos, considerando los medios disponibles para la manipulación de los elementos en el laboratorio de estructuras de la UPC, ha sido necesario efectuar cortes en las vigas que conforman los vanos, con esto se dispondrá de varias piezas para ser ensayadas.

Se realizaron 2 cortes longitudinales para la eliminación de los voladizos (Figura 4-1), y se dividió el vano de 10 metros de longitud en 3 piezas mediante cortes transversales (Figura 4-3).

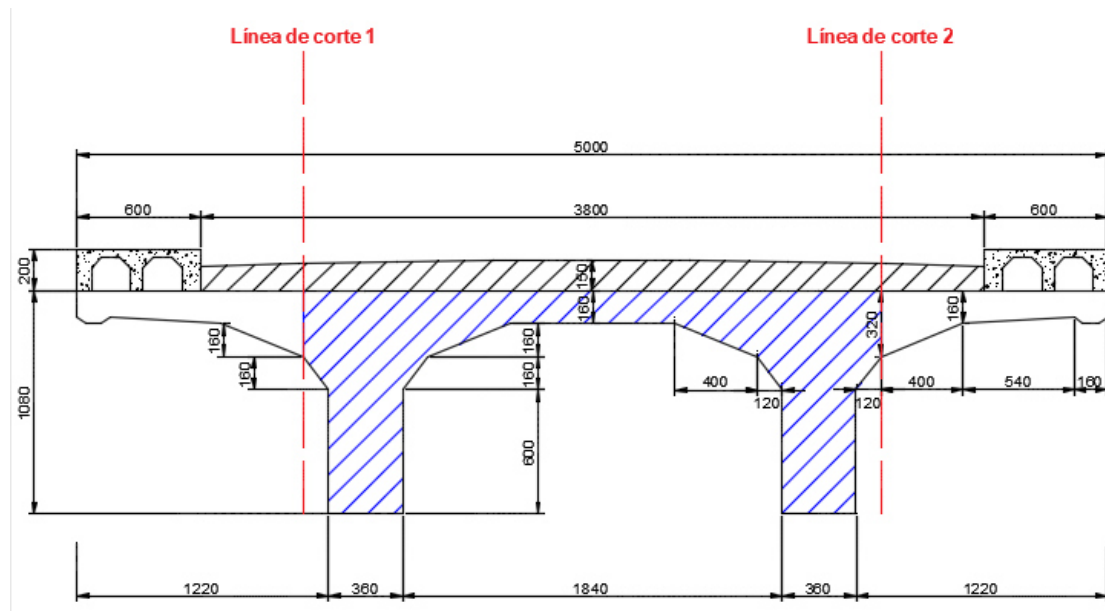


Figura 4-2. Geometría sección transversal y cortes longitudinales.

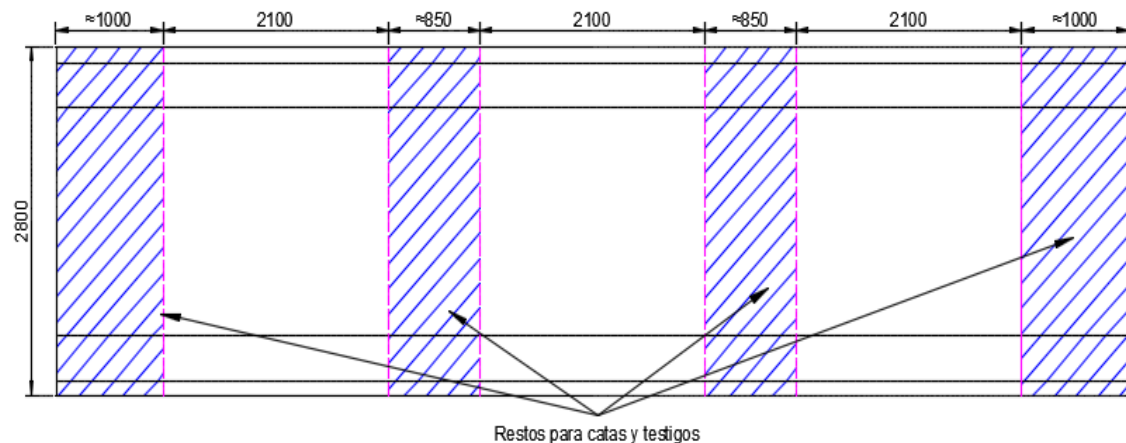


Figura 4-3. Planta y cortes transversales.

La armadura de la sección para el modelo inicial se dispondrá de acuerdo con los planos del proyecto original de 1932, sacados del (Archivo Histórico, 2019), adicionalmente para la

definición del modelo definitivo, también se verificará la armadura visible dispuesta en los elementos una vez cortados, con esto poder rectificar la posición y diámetros de las barras.

La Figura 4-4, muestra la sección en los planos originales del proyecto de 1932. La losa esta armada en dirección transversal con redondos de diámetros 12 mm espaciados cada 15 cm, tanto en la parte superior como inferior. Longitudinalmente están dispuestas barras de diámetros 10 mm espaciados cada 20 cm, en el paramento superior.

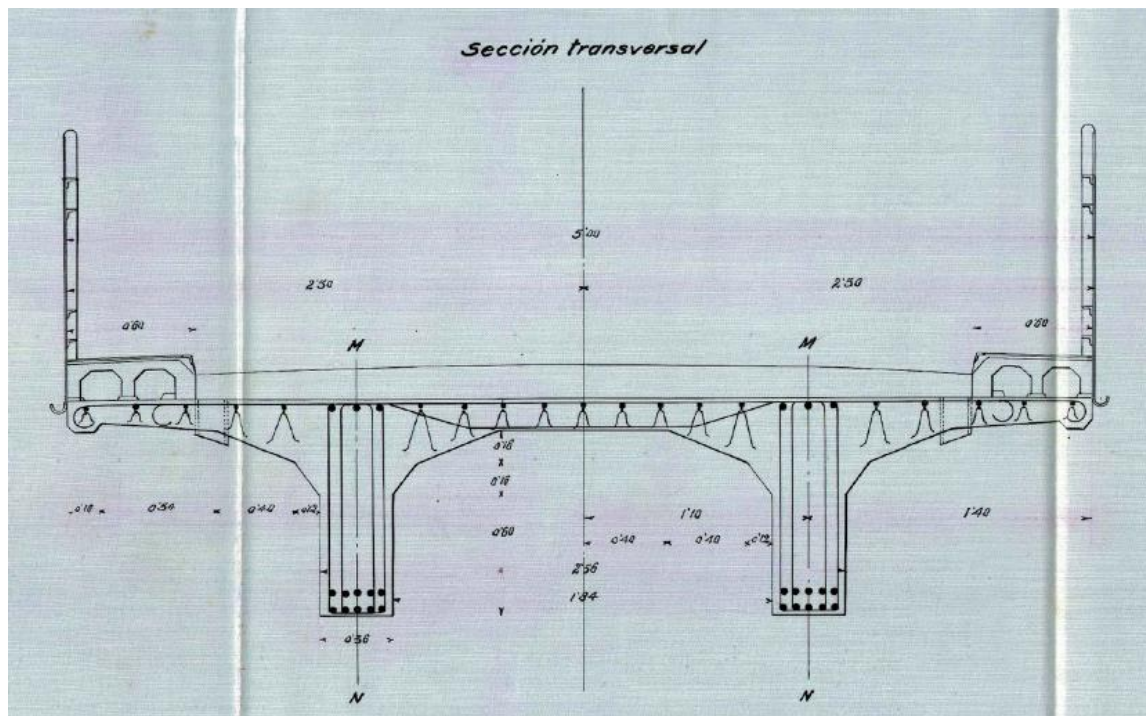


Figura 4-4. Sección transversal proyecto original 1932 (Archivo Histórico, 2019).

La geometría final adoptada para la realización de las simulaciones numéricas de las secciones pi se muestra en la Figura 4-5, correspondiendo con la geometría y acero de refuerzo del proyecto original.

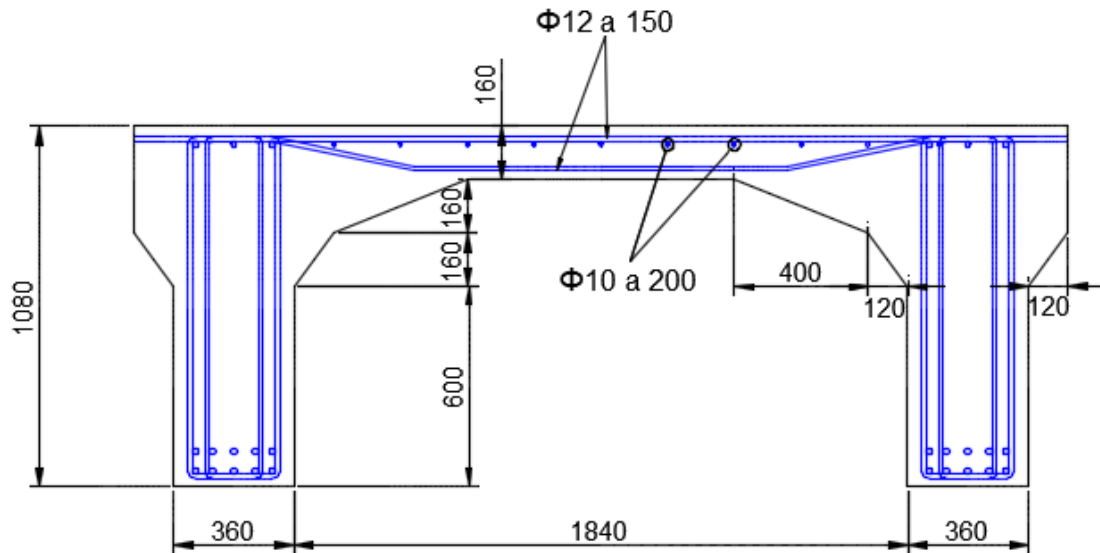


Figura 4-5. Geometría y armadura adoptadas para la simulación numérica del modelo inicial.

4.3.2 Definición del modelo constitutivo de los materiales

Uno de los modelos para predecir el comportamiento post-elástico del hormigón disponibles en Abaqus es el *Concrete Damage Plasticity (CDP)*. El modelo está basado en los propuestos por (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989) y (Lee & Fenves, 1998).

El comportamiento del hormigón tanto a compresión como a tracción se representa en el modelo en la Figura 4-6. La respuesta mecánica del modelo tal como plantea (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014), está basada en la plasticidad. El modelo supone como los dos principales mecanismos de falla la fisuración por tracción y el aplastamiento por compresión en el hormigón. La evolución de la superficie de fluencia (o falla) está controlada por dos variables de endurecimiento, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ (deformación plástica equivalente de tracción) y $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ (deformación plástica equivalente de compresión), las cuales están relacionadas a los mecanismos de falla bajo cargas de tensión y compresión respectivamente.

El modelo asume que la respuesta uniaxial a tracción y compresión del hormigón está caracterizada por daño en la plasticidad, como se muestra en la Figura 4-6. Bajo cargas uniaxiales de tracción, la curva tensión-deformación tiene un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar un valor de esfuerzo de σ_{t0} . La tensión de fallo se corresponde con la formación

de micro-fisuras, seguido de un reblandecimiento del material dando lugar a fisuras localizadas en el hormigón. Bajo cargas uniaxiales de compresión, se puede observar un comportamiento elástico lineal hasta un valor de tensión de σ_{c0} , el rango inelástico está caracterizado por un endurecimiento hasta alcanzar la tensión ultima seguido de un reblandecimiento.

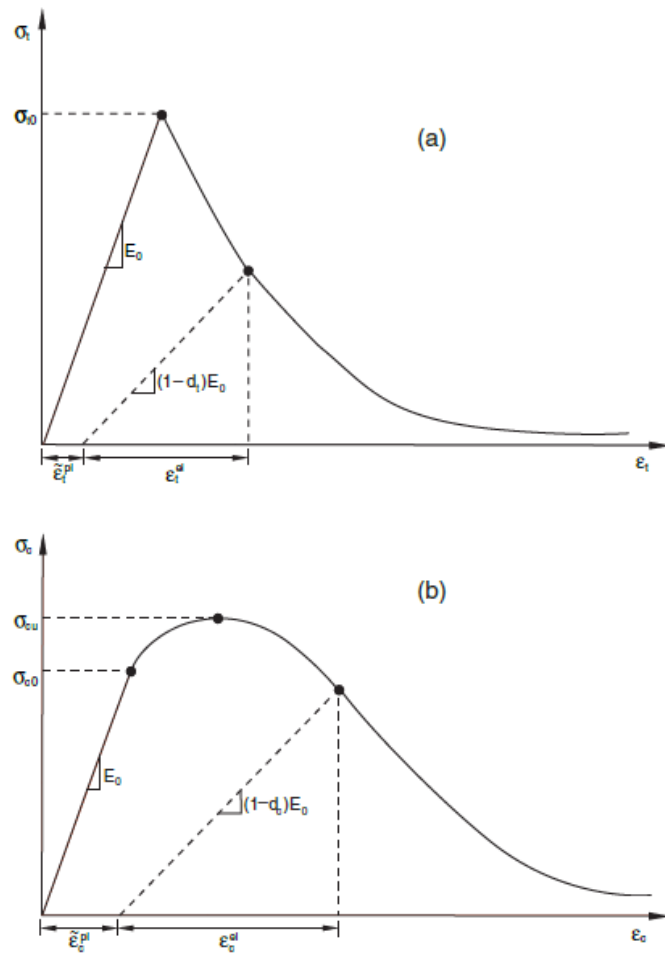


Figura 4-6. Respuesta del hormigón bajo carga uniaxial de tracción (a) y compresión (b) (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2011).

Como se puede apreciar en la Figura 4-6, si se descarga la estructura en algún punto de la rama de reblandecimiento, se observa como la rigidez elástica del material se degrada, tanto a tracción como a compresión. La degradación de la rigidez elástica está caracterizada por dos

variables de daño, d_t y d_c , las cuales están en función principalmente de la deformación plástica.

La formulación completa de la *Concrete Damage Plasticity* utilizada por Abaqus está recogida en las secciones 23.6.3 de (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) y 4.5.2 de (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2011), se recomienda revisarlas a profundidad.

Para la definición del modelo en Abaqus se deben introducir cuatro tipos de datos listados a continuación:

- Propiedades elásticas del hormigón.
- Relación tensión-deformación inelástica a compresión.
- Relación tensión-deformación inelástica a tracción.
- Parámetros que definen la función de fluencia, propios de la CDP.

4.3.2.1 Propiedades elásticas y relación tensión-deformación del hormigón a compresión uniaxial

Para la definición del modelo constitutivo del hormigón partiremos de la resistencia media a compresión simple $f_{cm} = 16 \text{ MPa}$ y el módulo de elasticidad medio $E_0 = 24024 \text{ MPa}$, determinados en el laboratorio de estructuras de la UPC mediante ensayos realizados a testigos extraídos de los vanos del puente.

Tal como se puede observar en la Figura 4-6 (b), la rama elástica lineal del comportamiento del hormigón bajo cargas uniaxiales de compresión va hasta un valor tensional de σ_{c0} y la rama lineal está definida por el módulo de elasticidad E_0 .

El valor tensional para el cual el hormigón se comporta de manera elástico-lineal será asumido como $\sigma_{c0} = 0,4f_{cm}$ siguiendo las recomendaciones de (Comisión Permanente del Hormigón, 2008) y (Fédération Internationale du Béton, 2010), donde f_{cm} es la resistencia media del hormigón.

Siguiendo las indicaciones de (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014), la rama plástica del modelo del comportamiento a compresión del hormigo se define de manera tabular mediante la relación de tensiones de compresión σ_c -deformaciones inelásticas $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$. Las deformaciones inelásticas $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ son usadas en lugar de las deformaciones plásticas $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$, están definidas en la Ec.(4-3) como la resta entre las deformaciones totales y las deformaciones elásticas correspondientes al material sin daño.

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_{0c}^{el} \quad (4-3)$$

Donde $\tilde{\varepsilon}_{0c}^{el} = \sigma_c / E_0$, tal como se visualiza en la Figura 4-7.

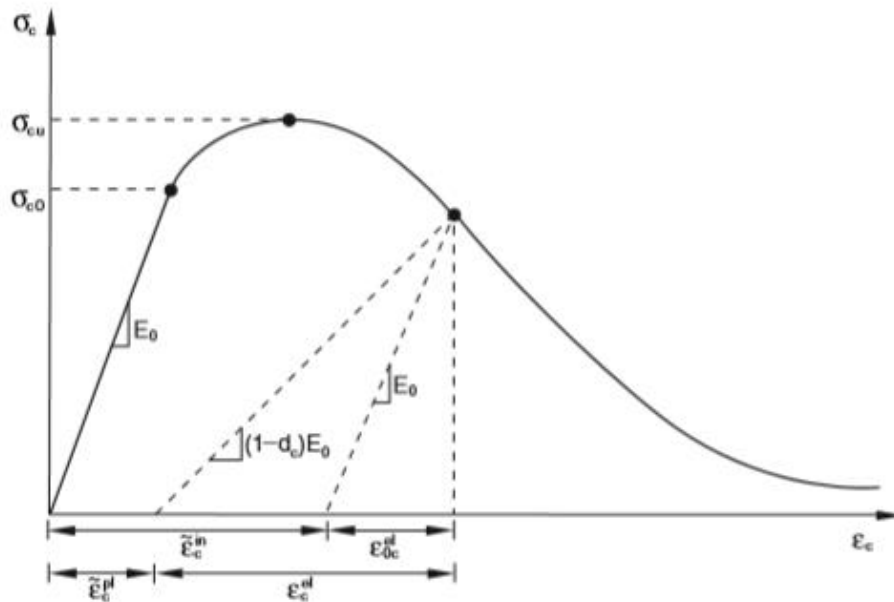


Figura 4-7. Definición de la deformación inelástica $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014).

Para la definición de la relación tensión-deformación del hormigón en compresión uniaxial en el rango no lineal, se utilizará el modelo constitutivo propuesto por (Comisión Permanente del Hormigón, 2008), con la expresión:

$$\sigma_c = f_{cm} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad si \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (4-4)$$

Donde, $\varepsilon_{c0} = 0,002$ (deformación bajo compresiones máximas) y $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ (deformación última del hormigón), para una resistencia a compresión uniaxial inferior o igual a 50 MPa.

La Figura 4-8 (a) muestra la relación tensiones-deformaciones inelásticas a introducir en Abaqus. De manera global se representa el modelo constitutivo tensiones-deformaciones totales en la Figura 4-8 (b).

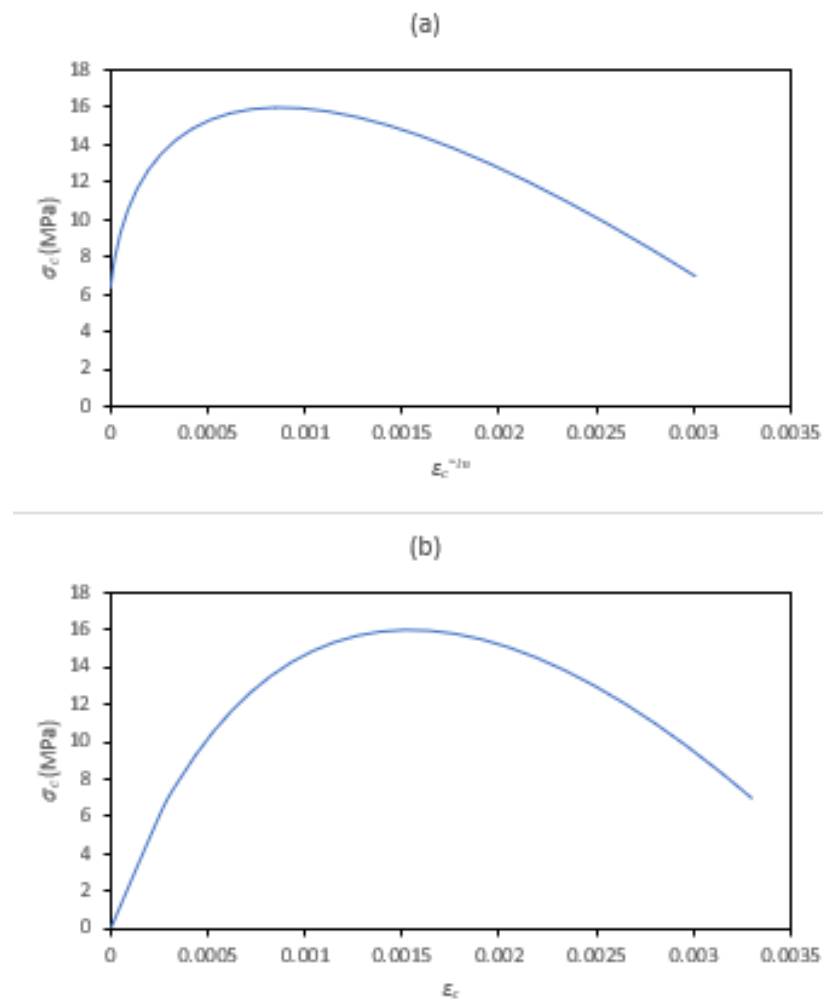


Figura 4-8. Tensión-deformación inelástica (a), tensión-deformación total del hormigón bajo carga uniaxial de compresión.

4.3.2.2 Propiedades elásticas y relación tensión-deformación del hormigón a tracción uniaxial

Para definir el comportamiento del hormigón bajo carga uniaxial de tracción se utilizará el modelo constitutivo propuesto en (Fédération Internationale du Béton, 2010). El modelo

recogido en la *fib* plantea que, como las fallas a tracción en el hormigón son siempre un fenómeno discreto, el comportamiento del hormigón no fisurado será definido por la relación tensión-deformación y la del hormigón fisurado con la relación tensión-abertura de fisura.

Como se muestra en la Figura 4-9, el hormigón sin fisurar presenta un comportamiento bilineal. Para tensiones superiores al 90% de la resistencia a tracción media f_{ctm} , en el hormigón empiezan a aparecer micro-fisuras, produciendo un relajamiento de su rigidez. Las micro-fisuras se desarrollan y empiezan a formarse fisuras discretas para tensiones cercanas a f_{ctm} , la cual se alcanza para una deformación aproximada de $\varepsilon_{ct0} = 0,15\%$. La relación tensión-deformación del hormigón sin fisurar se puede representar por las ecuaciones Ec.(4-5) y Ec.(4-6) .

$$\sigma_{ct} = E_0 \cdot \varepsilon_{ct} \quad \text{para } \sigma_{ct} \leq 0,9f_{ctm} \quad (4-5)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,1 \frac{\varepsilon_{ct0} - \varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct0} - 0,9f_{ctm}/E_0} \right) \quad \text{para } 0,9f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \quad (4-6)$$

Donde $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$, siendo f_{ck} la resistencia característica del hormigón a compresión uniaxial.

Para el hormigón fisurado, la rama del reblandecimiento está definida de manera bilineal por la relación tensión-abertura de fisura, como se muestra en la Figura 4-9, definida por las ecuaciones Ec.(4-7) y Ec.(4-8).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1,0 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w \leq w_1 \quad (4-7)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w_1 < w \leq w_c \quad (4-8)$$

Donde:

w es la abertura de fisura en mm;

$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}}$ en mm, cuando $\sigma_{ct} = 0,20f_{ctm}$;

$$w_c = 5G_F / f_{ctm} \text{ en mm, cuando } \sigma_{ct} = 0;$$

G_F es la energía de fractura en N/mm

La energía de fractura está definida como la energía necesaria para propagar una fisura de tracción en una unidad de área, puede determinarse de acuerdo (Marí, Bairán, Cladera, & Oller, 2016) con la Ec.(4-9).

$$G_F = 0,028 f_{cm}^{0,18} d_{máx}^{0,32} \text{ N/mm} \quad (4-9)$$

Donde $d_{máx}$ es el tamaño máximo de agregado, 20 mm para este trabajo.

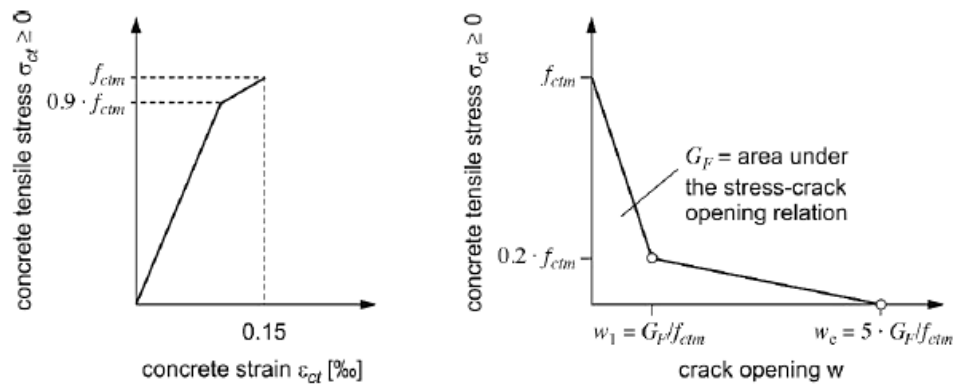


Figura 4-9. Relación tensión-deformación y tensión-abertura de fisura bajo carga uniaxial de tracción (Fédération Internationale du Béton, 2010).

De acuerdo con (Fédération Internationale du Béton, 2010) como la curva post-fisuración tienen dependencia del tamaño, se recomienda tener cuidado a la hora de definir modelos constitutivos para el hormigón a través de la misma, por lo que, siguiendo las recomendaciones de (Genikomsou & Polak, 2015) con la finalidad de minimizar las fisuras localizadas, se pueden transformar las aberturas de fisura (w) a deformaciones de tracción (ϵ_{ct}), en función de la longitud característica de un elemento finito (L_c), según la Ec.(4-10). La longitud característica de un elemento finito está definida como la raíz cubica de su volumen, aproximadamente la longitud de su arista para un elemento cubico.

$$\epsilon_{ct} = \epsilon_{ct0} + \frac{w}{L_c} \quad (4-10)$$

Finalmente es necesario convertir las deformaciones de tracción (ϵ_{ct}) a deformaciones de fisuración (ϵ_{ct}^{ck}), para ser introducidas en Abaqus, como indica (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014). Las deformaciones de fisuración se definen como la resta entre las deformaciones totales de tracción y las deformaciones elásticas correspondientes al material no dañado, como se indica en la Ec.(4-11).

$$\epsilon_{ct}^{ck} = \epsilon_{ct} - \frac{\sigma_{ct}}{E_0} \quad (4-11)$$

En la Figura 4-10 (a) se muestra la relación tensiones-deformaciones de fisuración a introducir en Abaqus. De manera global se representa el modelo constitutivo tensiones-deformaciones de tracción totales en la Figura 4-10 (b).

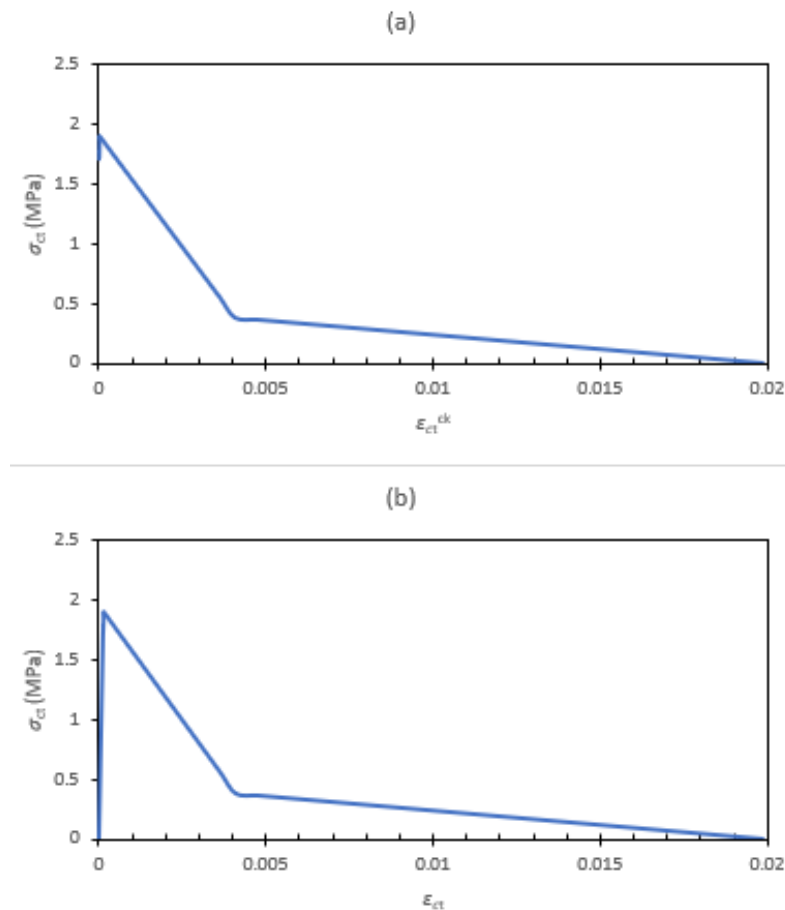


Figura 4-10. Tensión-deformación de fisuración (a), tensión-deformación total del hormigón bajo carga uniaxial de tracción

4.3.2.3 *Parámetros que definen la función de fluencia, propios de la Concrete Damage Plasticity*

Siguiendo las recomendaciones de (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014), para la definición en Abaqus de la función de fluencia propuesta por (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989) y modificada por (Lee & Fenves, 1998), es necesario especificar los siguientes parámetros:

- $\Psi=30^\circ$ Ángulo de dilatancia del material
- $\varepsilon=0,1$ Excentricidad en la función de fluencia
- $\sigma_{bo} / \sigma_{co}=1,16$ Ratio entre la tensión biaxial y la tensión uniaxial de compresión
- $K_c=0,667$ Factor que define la forma de la superficie de fluencia
- $\eta=0$ Viscosidad

El valor de los parámetros asociados a la función de fluencia fueron asumidos siguiendo las recomendaciones de (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989), (Genikomsou & Polak, 2015) y (Sümer & Aktaş, 2015).

4.3.2.4 *Definición de las propiedades del acero de refuerzo*

El acero de refuerzo será definido mediante una relación bilineal tensión-deformación uniaxial, basándose en un modelo elástico-plástico, donde el comportamiento plástico es regido por el criterio de plastificación isotrópica definida por la superficie de fluencia de *Von Mises*.

La definición del acero en Abaqus es relativamente sencilla en comparación con el hormigón, basta con definir la rama elástica y la tensión de fluencia, a partir de estos datos se genera el modelo elástico-plástico.

Por simplicidad, para la definición del modelo del acero se asumirá plasticidad perfecta, es decir, no se considerará ningún tipo de endurecimiento en el material.

A falta de ensayos para determinar las propiedades mecánicas del acero, se tomarán los valores de los pliegos del proyecto original mostrado en el Anejo A, tomados de (Archivo

Histórico, 2019), límite elástico $f_y = 240 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad medio $E_y = 200 \text{ GPa}$ y se asumira una relación de poisson de $\nu = 0,3$.

4.3.3 Configuración y definición de parámetros de la simulación numérica

Como motor de cálculo para la simulación numérica se escogió el método explícito, debido a la reducción del tiempo de simulación y su relativamente baja caída de precisión en comparación con el motor implícito, tal como se explicó en la sección 4.2.

Tomando en cuenta que la geometría del tablero del puente Figura 4-11, definida en la sección 4.3.1, es doblemente simétrica con respecto al plano horizontal, es posible aprovechar esta condición para reducir el coste computacional de la simulación numérica. Estableciendo las condiciones de contorno adecuadas (empotramientos deslizantes de los planos verticales de los ejes de simetría), se puede reducir la geometría a un 25%, obteniendo una disminución importante en la cantidad de elementos finitos, lo que significa a su vez una reducción sustancial del costo computacional y tiempo de la simulación. La geometría inicial modelada será de un cuarto del tablero, tal como se muestra en la Figura 4-12.

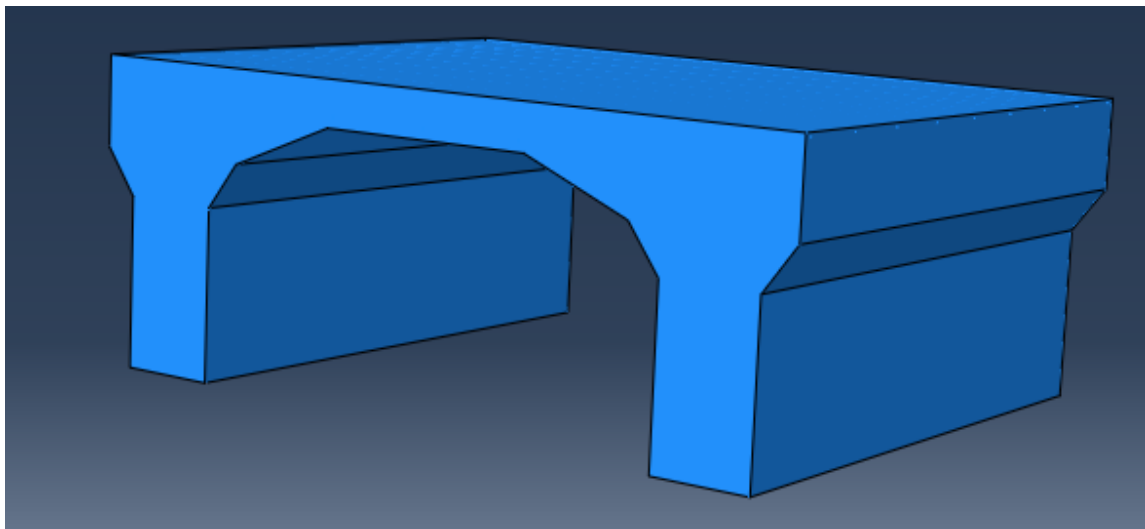


Figura 4-11. Geometría 3D de la sección del tablero del puente.

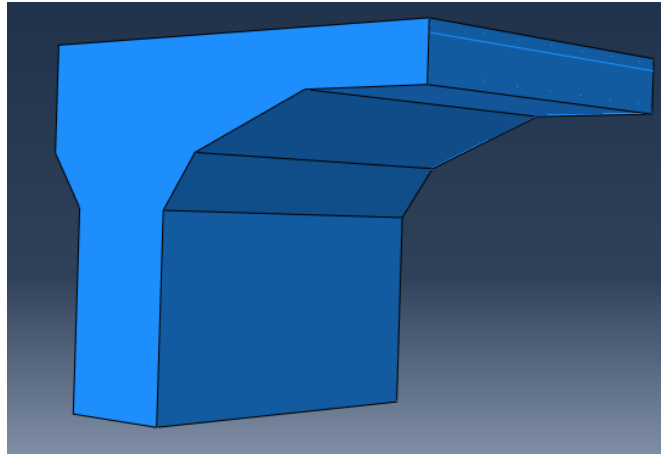


Figura 4-12. Geometría 3D reducida al 25% del tablero del puente.

Las dimensiones de la sección, los diámetros de las barras de acero y la disposición de estas fueron tomadas de los planos del proyecto original del puente, definidas en la sección 4.3.1. En la Figura 4-13 se muestra el modelo en Abaqus.

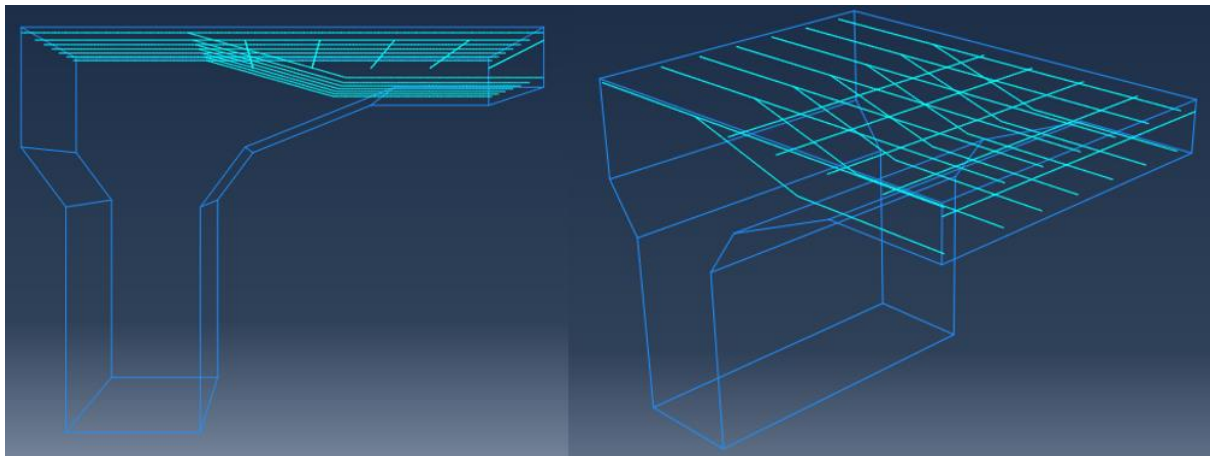


Figura 4-13. Modelo 3D en Abaqus.

4.3.3.1 Tipos de elementos finitos e interacción entre los mismos

Las barras de acero pueden ser definidas tanto como un elemento discreto unidimensional o como un sólido tridimensional. Debido a que las armaduras trabajan básicamente en dirección uniaxial y como solo se evaluara la respuesta global del modelo, no se analizarán localmente los elementos de armadura, estas serán definidas como elementos alámbricos de dos nodos en 1D, definidos como *truss elements* (elementos de armadura) en Abaqus (T3D2).

La sección de hormigón será definida con elementos finitos tridimensionales. En el análisis de elementos finitos, la idealización del hormigón con elementos 3D sólidos de primer orden pueden causar problemas de bloqueo por cortante, esto puede resultar en incorrectos valores de tensiones y deflexiones. Con la finalidad de evitar este fenómeno, se utilizarán elementos hexaédricos de ocho nodos (bricks) con integración reducida (C3D8R), este tipo de elemento tiene el punto de integración en el centro y no suele ser muy rígido en flexión, como se muestra en la Figura 4-14.

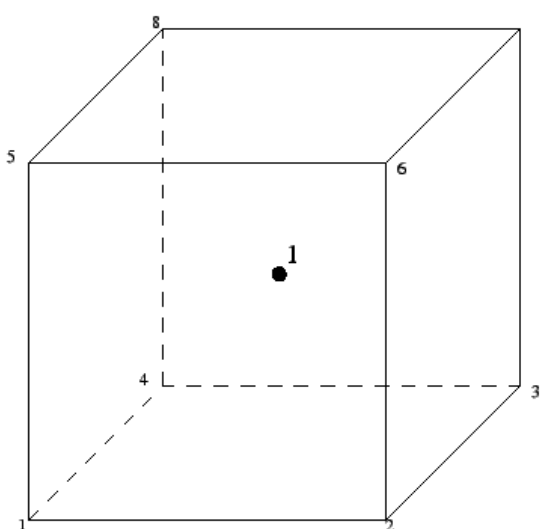


Figura 4-14. Elemento finito del tipo C3D8R.

Con la finalidad de captar el comportamiento conjunto del hormigón y las barras de acero es necesario definir la correcta interacción entre estos. El método “*embedded*” disponible en Abaqus fue utilizado para representar la adherencia de las barras de acero y el hormigón, el mismo permite insertar un elemento (barras de acero) en un segundo elemento huésped (sección de hormigón), de manera tal que el elemento insertado modifica la respuesta mecánica del elemento huésped. Esta técnica de interacción entre elementos es independiente de la ubicación de los nodos del mallado de los elementos, es decir, no necesariamente den de compartir el mismo nodo los elementos que interaccionan tal como se muestra en la Figura 4-15.

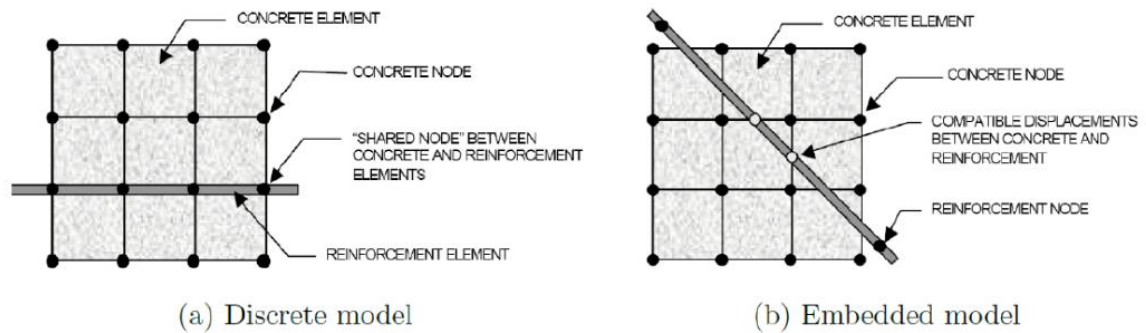


Figura 4-15. Modelación de la interacción entre las barras de acero y el hormigón (Puddicome, 2018).

4.3.3.2 Discretización del modelo en elementos finitos

Para la elección del tamaño de la malla se realizó un análisis de sensibilidad de esta, tal como se muestra en la sección 4.4.1, se utilizaron mallas con longitudes características de 16 mm, 20 mm, 25 mm, 30 mm y 35 mm. Una malla de 20 mm fue seleccionada después de evaluar el análisis paramétrico, la misma provee suficientes elementos dentro del espesor de la losa para representar el punzonamiento, cabe resaltar que es el tamaño recomendado por autores como (Genikomsou & Polak, 2015) para representar el mismo fenómeno. Con la finalidad de reducir el coste computacional y el tiempo de simulación, se realizó un mallado 10 veces mayor en el alma de la sección pi, ya que, para esta simulación no nos interesa analizar el comportamiento de esta parte del elemento, solo estudiaremos el punzonamiento en la losa, en la Figura 4-16 se muestra el modelo discretizado.

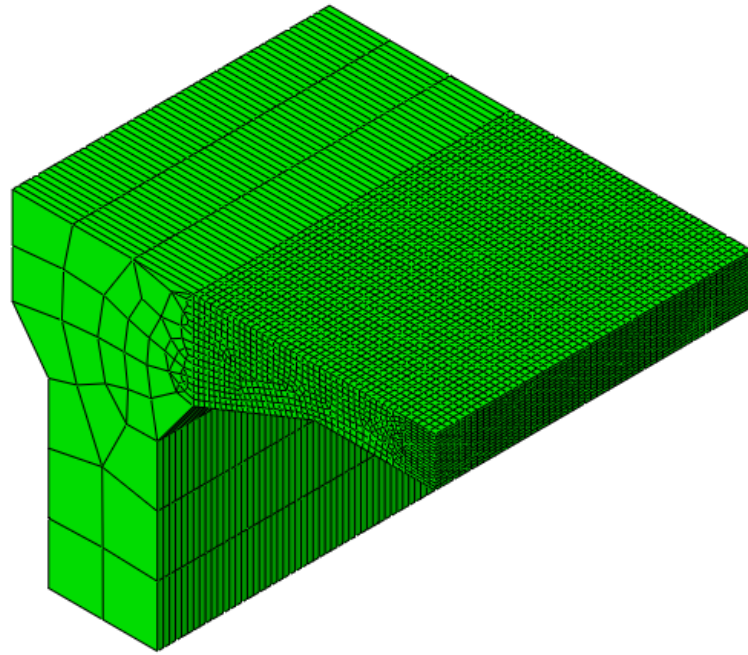


Figura 4-16. Modelo discretizado $L_c = 20$ mm.

4.3.3.3 Condiciones de contorno y aplicación de la carga

Inicialmente las condiciones de contorno vienen dadas por la forma real que se prevé estará apoyada el elemento pi durante el ensayo. Para la realización de la campaña experimental el elemento se colocará sobre unos apoyos de caucho, pudiendo representarse esta condición de contorno como apoyos simples verticales.

Como se comentó anteriormente, será simulado solo un cuarto del elemento con la finalidad de reducir el coste computacional en las simulaciones, para esto es necesario establecer las condiciones de contorno adecuadas (empotramientos deslizantes) en los planos de corte. La simetría en el plano “XY” se materializa restringiendo el desplazamiento en dirección “Z” y los giros en los ejes “X” y “Y”. En el plano “YZ” se obtiene restringiendo el desplazamiento en dirección “X” y los giros en los ejes “Y” y “Z”.

La carga de la simulación se aplicará mediante desplazamiento. En una porción del modelo, con un tamaño igual al de la placa de carga (inicialmente 200 mm), se aplicará un desplazamiento gradual, la reacción producida por la losa debido a este desplazamiento será

monitorizada por un punto de referencia (RP-1), pudiéndose obtener con esto la carga aplicada. En la Figura 4-17 se muestra el modelo inicial con las condiciones de contorno aplicadas y las particiones necesarias para la aplicación de la carga.

Para tomar en cuenta el peso propio del elemento, se aplicará una aceleración sobre todo el modelo con un valor de $g = -9810 \text{ mm/s}^2$.

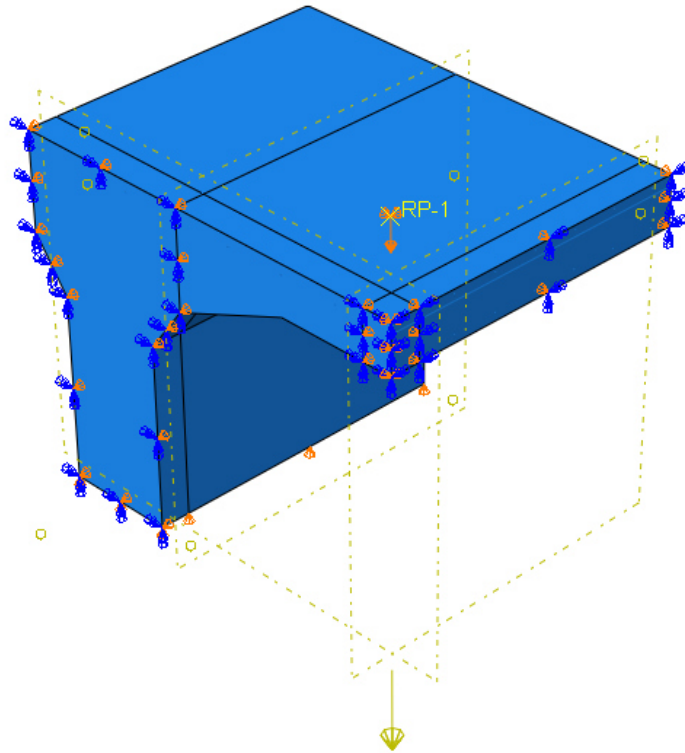


Figura 4-17. Condiciones de contorno del modelo inicial.

4.4 Resultados simulación numérica punzonamiento

Una vez realizadas las primeras simulaciones, se realizó una verificación de los resultados arrojados por el modelo numérico con la finalidad de ver si estas representan de manera satisfactoria el fenómeno que se quiere analizar (punzonamiento). Se efectuó una revisión exhaustiva del modelo numérico y sus parámetros para mitigar la posibilidad de errores numéricos en la simulación.

4.4.1 Predicción de la carga de rotura y análisis paramétrico del modelo numérico

En la Figura 4-18 se presentan las tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa, en el instante en que se alcanza la carga ultima en la simulación.

Se puede observar cómo se produce la disminución de tensiones en una zona circular alrededor de la placa de carga (perímetro de punzonamiento), pudiendo visualizarse claramente el fallo a punzonamiento.

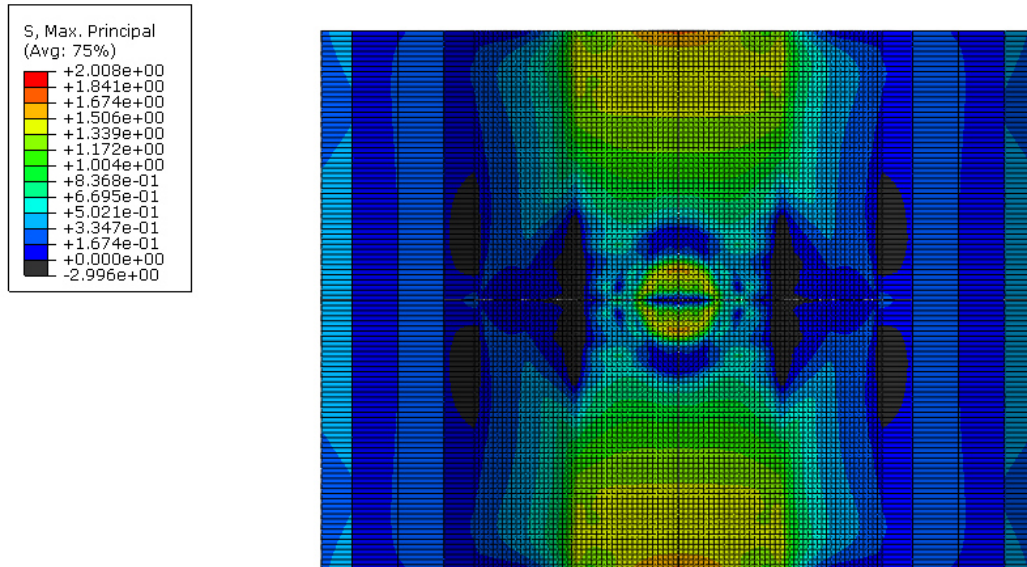


Figura 4-18. Tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior, modelo inicial.

Debido a que las simulaciones por elementos finitos son muy sensibles al tamaño del mallado, especialmente cuando se trata de representar fenómenos de falla frágil como el punzonamiento en el hormigón, se realizó un análisis de este parámetro llevando a cabo simulaciones con longitudes características de 16 mm, 20 mm, 25 mm, 30 mm y 35 mm. La representa la relación carga-flecha para las diferentes simulaciones.

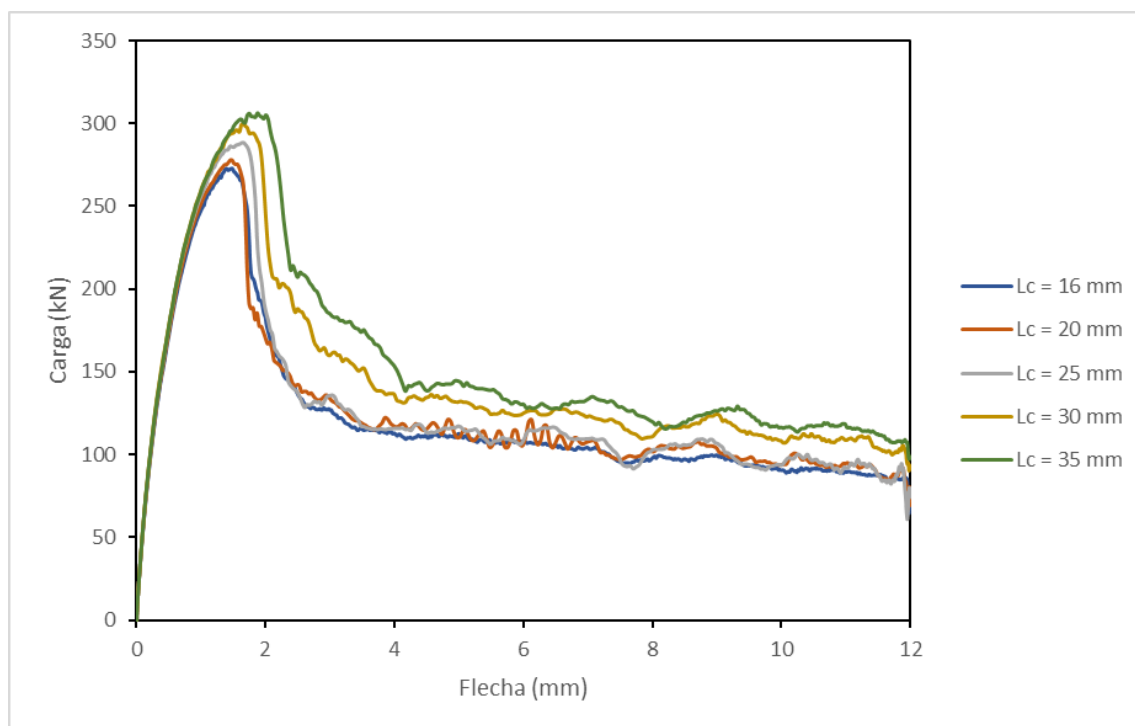


Figura 4-19. Binomio carga-flecha para diferentes tamaños de mallado.

En la Figura 4-19 se puede observar que para un tamaño de malla entre 16 mm y 20 mm el modelo empieza a converger. Se utilizará a partir de ahora un tamaño de 20 mm, ya que, proporciona resultados aceptables y muy próximos a los del mallado de 16 mm, sin embargo, el coste computacional del segundo caso es mucho mayor. Cabe resaltar que 20 mm es el tamaño de malla recomendado en (Genikomsou & Polak, 2015) en sus simulaciones de punzonamiento. La Tabla 4-1 muestra la carga última obtenida en cada modelo.

Tabla 4-1. Cargas últimas en función del tamaño de la malla de elementos finitos.

Lc	16 mm	20 mm	25 mm	30 mm	35 mm
Carga	273 kN	278 kN	288 kN	299 kN	307 kN
ΔP_u %	-	2%	5%	9%	11%

Uno de los factores más influyentes propios de la *Concrete Damage Plasticity* es el ángulo de dilatación del material (ψ), este es uno de los parámetros que gobierna la función de fluencia en el modelo de (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989). Diversos autores recomiendan ángulos de dilatación comprendidos entre 30° y 40°, entre ellos (Genikomsou & Polak, 2015),

(Sümer & Aktaş, 2015) y (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989). El ángulo de dilatancia se obtiene a través de un ensayo triaxial de compresión, tal como indica (Maranha & Maranhã das Neves), a falta de ensayos experimentales del mismo asumiremos los recomendados en la literatura y se realizará un análisis paramétrico del mismo.

En la Figura 4-1 se observa que al aumentar el ángulo de dilatancia del hormigón también aumenta la carga última, adicionalmente se observa un comportamiento un poco más dúctil cuando se incrementa el ángulo de dilatancia.

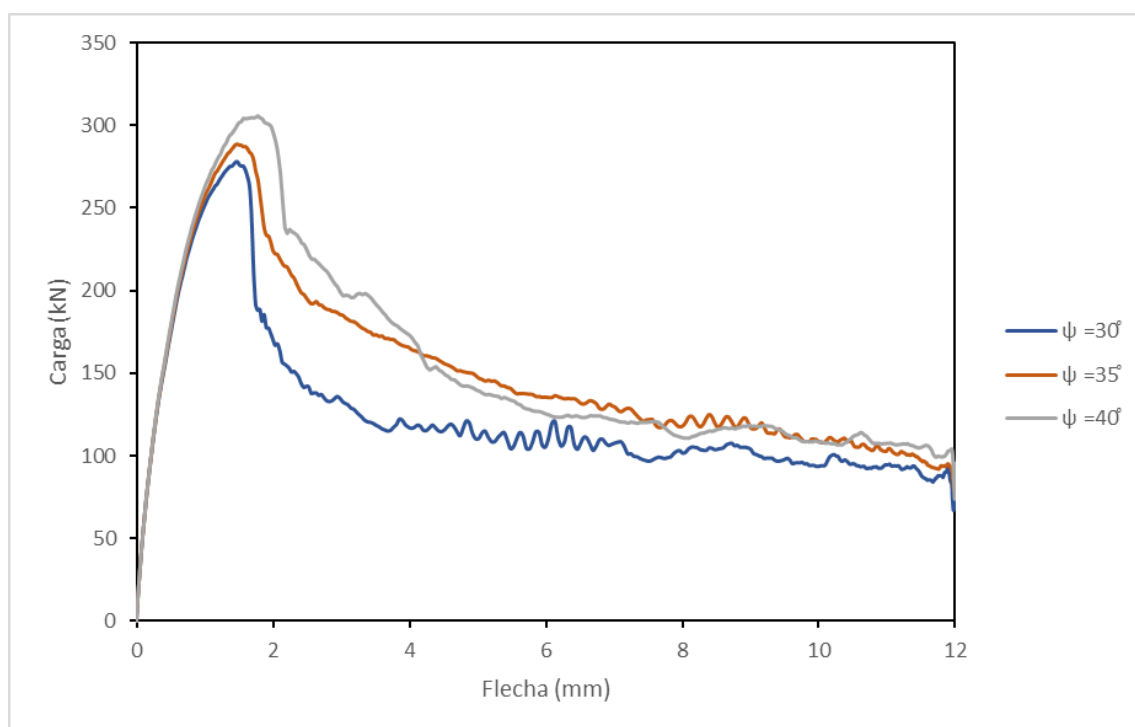


Figura 4-20. Binomio carga-flecha para diferentes ángulos de dilatancia.

Tabla 4-2. Cargas ultimas en función del ángulo de dilatancia.

ψ	30°	35°	40°
Carga	278 kN	289 kN	306 kN

4.4.2 Resultados de la campaña experimental y calibración final del modelo numérico

Tras realizar el primer ensayo, el fallo en el elemento se produjo por flexión y no por punzonamiento como se esperaba, esto nos llevó a realizar el análisis una serie de parámetros geométricos, mecánicos y físicos, los cuales, no estaban claramente definidos al momento de la realización de las simulaciones en fase de predicción, por lo tanto, no reproducían fielmente el comportamiento real de los elementos pi, captando de manera errónea la respuesta de estos en el ensayo.

Se procederá a la calibración del modelo numérico, utilizando la información obtenida a través de la realización de: un levantamiento geométrico de las piezas pi (después de ser ensayadas), el análisis de las propiedades mecánicas de los materiales (obtenidas en la fase de caracterización) y el comportamiento estructural global de los elementos (observado en el ensayo). La finalidad de la calibración del modelo es poder lograr que el mismo reproduzca la respuesta real observada en la campaña experimental.

En el Anejo C se muestran fotografías de las fases de instrumentación y experimentación de los elementos ensayados en la campaña experimental.

4.4.2.1 Calibración de parámetros físicos del modelo

En la campaña experimental, al momento de la realización del primer ensayo de esta, se pudo observar que a medida que se incrementaba la carga las alas de la sección pi no proporcionaban a la losa un empotramiento perfecto, más bien, su comportamiento reproducía un empotramiento parcial. Las alas tenían la tendencia de girar un poco, la cara inferior de estas no permanecía plana en contacto con la superficie de apoyo, sino que, se producía un levantamiento en la parte exterior a la sección, como se observa en la Figura 4-21.

Este fenómeno observado experimentalmente cambia de manera importante el esquema estructural de la losa, los esfuerzos que actúan en esta ya no serían los de un elemento bi-

empotrado, ya que, la reducción de la rigidez de las almas al permitir giro hace bajar la ley de momentos flectores y potencia el fallo a flexión.



Figura 4-21. Elevación frontal sección pi, ensayo 1.

El modelo inicial no reproduce muy bien la forma en que está apoyada la pieza, ya que, el mismo se encuentra soportado mediante apoyos simples en dirección vertical. Esta restricción en la cara inferior de las almas mantiene toda la superficie de esta en contacto con el suelo, por lo que, cuando el alma tiene tendencia a girar se produce un par de fuerzas de reacción que restringen este movimiento, algo que no es cierto en la realidad.

Para poder reproducir el comportamiento estructural de la pieza pi, se modelará la geometría completa de la misma (sin tomar en cuenta las simetrías) y se apoyará en muelles no lineales, como observa en la Figura 4-22. La finalidad de los muelles no lineales es reproducir la tendencia a levantarse y girar de las almas, para simular esta condición dichos muelles serán infinitamente rígidos a compresión, pero no presentarán resistencia a tracción, permitiendo con esto que las almas de la sección pi se puedan levantar y girar.

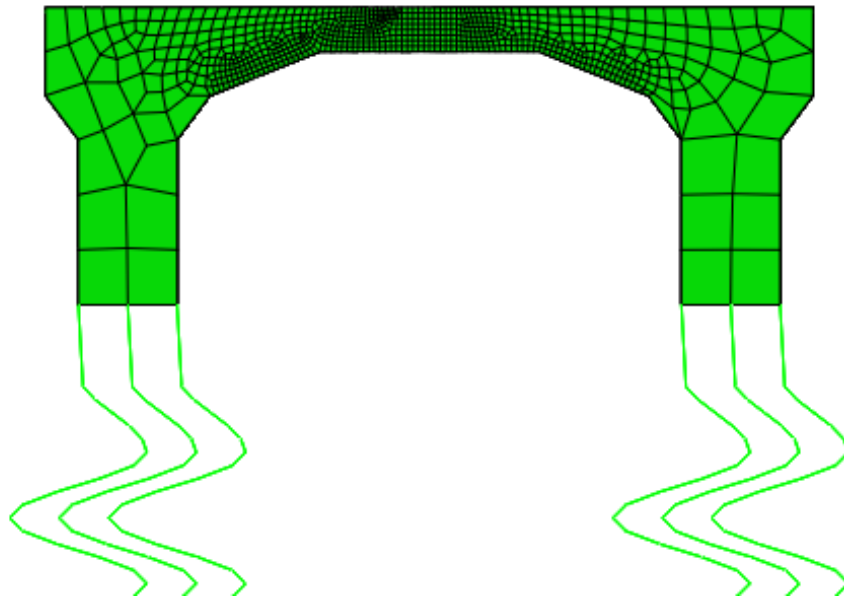


Figura 4-22. Elevación frontal modelo calibrado, ensayo 1.

La configuración anterior del modelo reproduce el fallo a flexión observado en el primer ensayo, no obstante, nuestro objetivo principal es evaluar la resistencia a punzonamiento de la losa de la sección pi, por lo que para potencializar el fallo a punzonamiento se colocarán unas barras ancladas a las almas, impidiendo con esto el giro de estas. Las barras de arriostramiento se simularán como muelles lineales, dándole a estos la rigidez de las barras. La configuración final del modelo para la simulación del fallo a punzonamiento se muestra en la Figura 4-23.

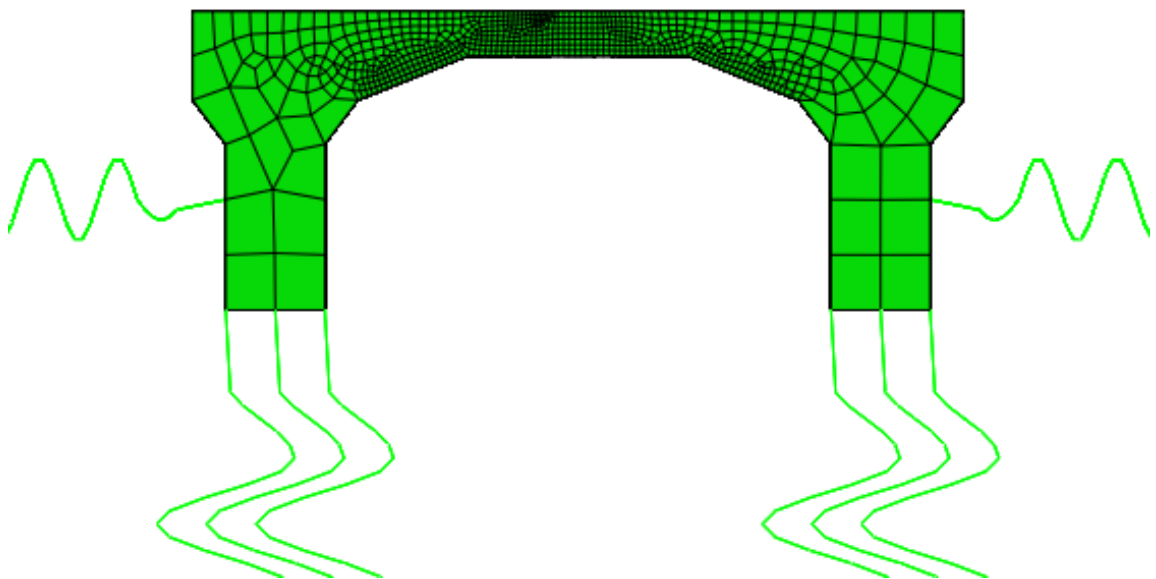


Figura 4-23. Elevación frontal modelo calibrado, ensayo 3.

4.4.2.2 Calibración de parámetros geométricos del modelo

A través de un levantamiento estructural del elemento pi una vez realizado el primer ensayo, se pudo determinar el armado real de los elementos en cuanto a cantidad y posición de las barras dispuestas en el elemento, pudiéndose constatar que existe una variación del armado con respecto a los especificados en los planos del proyecto original.

En la Figura 4-24, se puede observar la pieza pi una vez cortada, en la misma se visualiza que el armado longitudinal no se corresponde con el plano original, solo dispone 3 barras en el paramento inferior de la losa. La disposición del armado transversal tampoco se corresponde al especificado en los planos del proyecto original, en el levantamiento estructural se pudo constatar que solo habían dispuestas 9 barras, espaciadas a una separación media aproximada de 233 mm, no de 150 mm como se especificaba.



Figura 4-24. Vista frontal sección pi.

La disposición y cantidad de barras tanto en el armado longitudinal como transversal será corregida en el modelo definitivo. En la Figura 4-25 y Figura 4-26 se muestra la geometría final del modelo numérico y la disposición del armado.

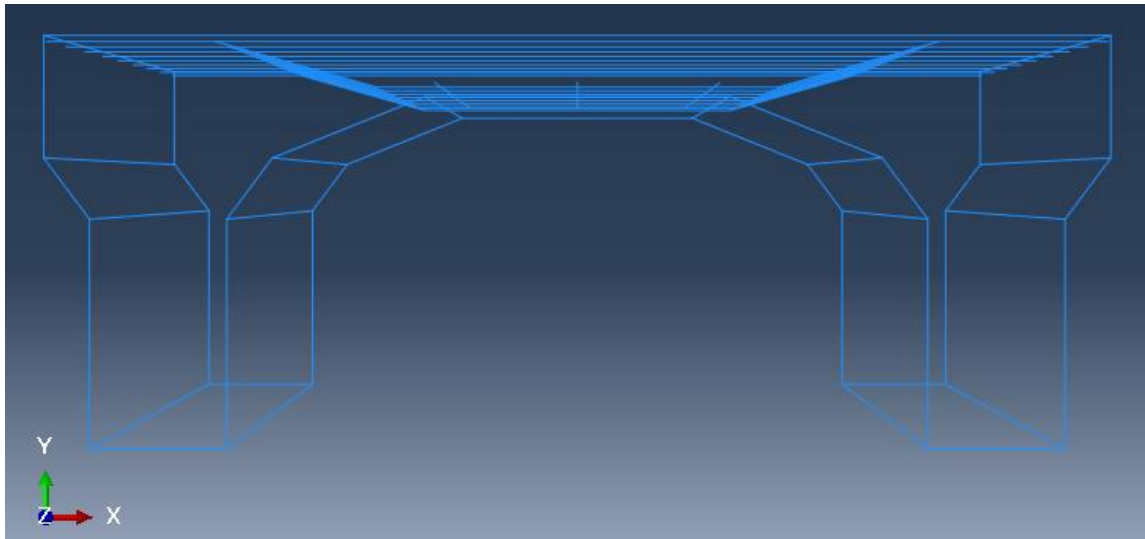


Figura 4-25. Elevación frontal modelo final Abaqus.

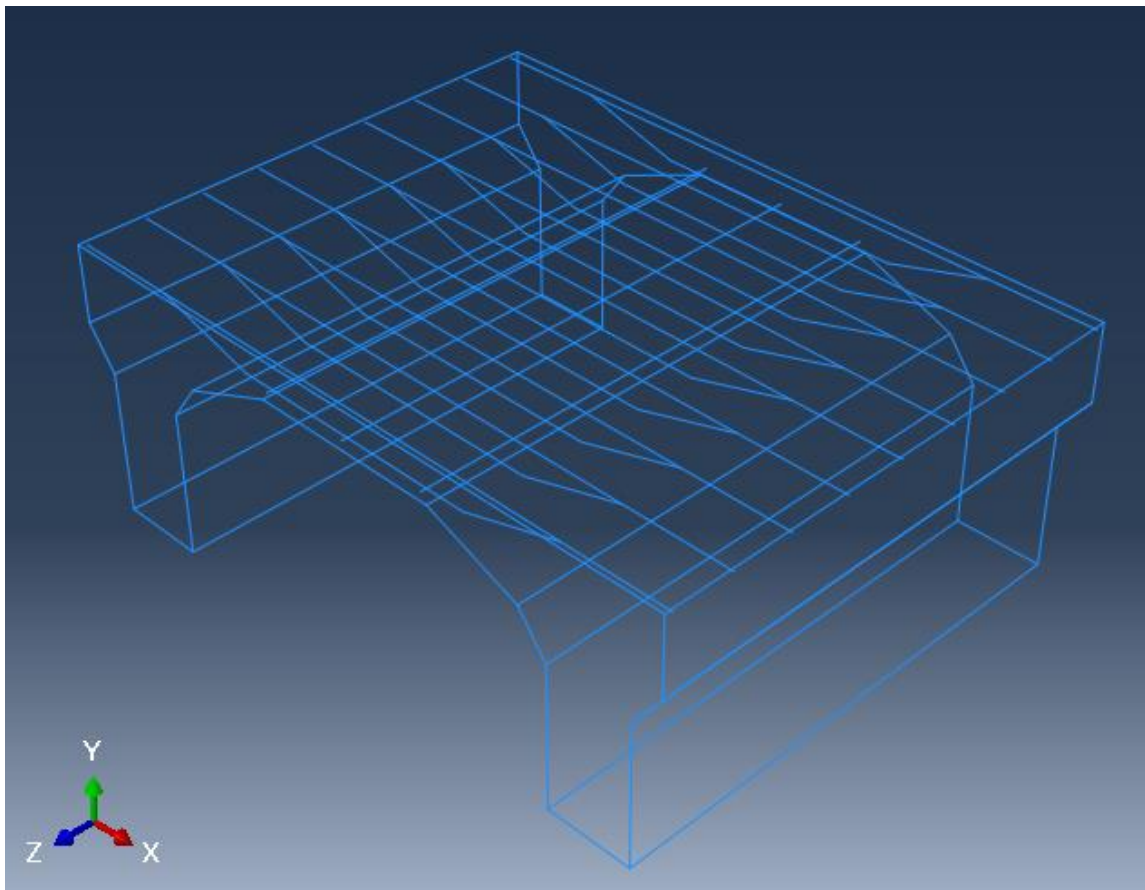


Figura 4-26. Vista en perspectiva modelo final Abaqus.

4.4.2.3 Calibración de parámetros mecánicos del modelo

Analizando los resultados de la caracterización de los materiales, se puede observar como la resistencia compresión simple de los testigos varía notablemente entre los extraídos en

secciones cercanas a los apoyos y los extraídos en el centro del vano. La resistencia media a compresión simple de los elementos próximos a los extremos es de $f_{cmE} = 19.2 \text{ MPa}$, mientras que en los del centro del vano se obtuvo una resistencia media a compresión simple de $f_{cmC} = 10.6 \text{ MPa}$. Debido a la gran diferencia de resistencia que presenta el vano del puente a lo largo de su longitud, es necesario tomar en cuenta esta variación y poder identificar los elementos pi que pertenecen a los extremos y el que pertenece al centro del vano.

4.4.3 Comparación de modelo numérico final con los resultados experimentales

La campaña experimental de los elementos pi fue realizada mediante 3 ensayos. En el primer ensayo hubo una restricción lateral “media” debido al apoyo sobre neoprenos, mientras que en el segundo ensayo la restricción lateral fue “mínima” debido al apoyo sobre teflón, obteniéndose para estos ensayos un fallo por flexión transversal en la losa. Para el tercer ensayo experimental, fueron colocadas dos barras de acero que proporcionaban arriostramiento a las almas de la sección pi, propiciando con esto el fallo a punzonamiento de la losa. Debido a los resultados atípicos y poco congruentes del segundo ensayo, la comparación con la simulación numérica solo se realizará con los ensayos 1 (fallo por flexión transversal) y 3 (fallo por punzonamiento).

4.4.3.1 Primer ensayo: Fallo por flexión transversal

La simulación numérica del primer ensayo se hará reproduciendo fielmente el ensayo experimental 1, intentando captar el fallo a flexión observado. El modelo será el descrito en la sección 4.4.2, sin restringir el giro de las almas del elemento pi y utilizando una placa de carga cuadrada de 200x200 mm.

La configuración final del modelo para la simulación numérica del ensayo 1 se realizó utilizando una resistencia media a compresión simple del hormigón de $f_{cm} = 10.6 \text{ MPa}$ (correspondiente al centro del vano), longitud características de la malla $L_c = 20 \text{ mm}$ y ángulo de dilatación del hormigón de $\psi = 35^\circ$.

La Figura 4-27 muestra la relación carga-flecha del modelo en Abaqus de la simulación del ensayo 1. A través de la curva se puede observar el comportamiento global del modelo, este se desarrolla mediante una rama lineal hasta una carga aproximada de ≈ 110 - 120 kN, posterior a esta carga se inicia la fisuración en el elemento, marcada por un cambio de pendiente de la curva carga-flecha, seguido por un comportamiento parabólico hasta finalmente alcanzar una carga máxima de ≈ 272 kN, donde se puede visualizar una caída gradual de la resistencia post-pico, propio de un fallo dúctil a flexión.

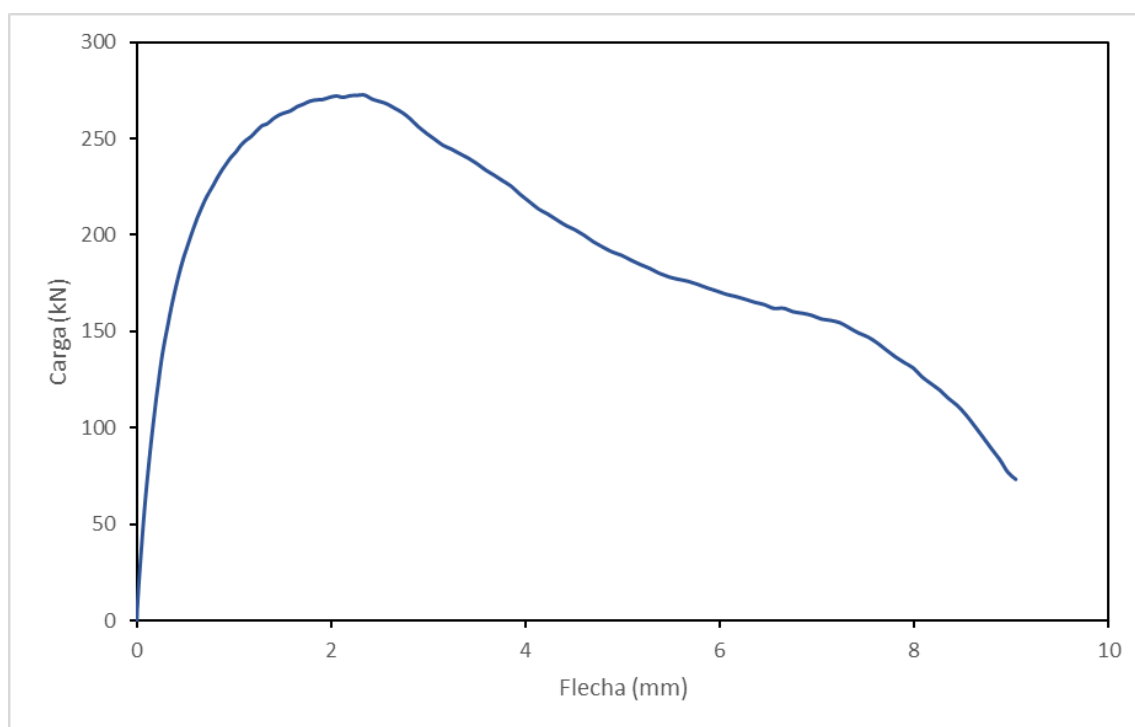


Figura 4-27. Binomio carga-flecha, modelo Abaqus ensayo 1.

Una vista inferior de la losa se muestra en la Figura 4-28, en esta se representan las tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa, en el instante en que se alcanza la carga ultima en la simulación. Se puede observar, de manera global, el patrón de rotura o fisuración de la losa, en la misma se produce la disminución de tensiones en dirección longitudinal a la pieza.

En la Figura 4-29 se muestran dos estados de carga adicionales. La figura de la izquierda representa un instante anterior a la carga última, en este se puede visualizar como las tensiones de tracción se aproximan a alcanzar las tensiones máximas. La figura de la derecha muestra un instante posterior a la carga última, en esta se puede observar cómo se produce una reducción de las tensiones de tracción (color azul) siguiendo una silueta de fisura longitudinal, se puede intuir que el estado tensional se encuentra en la rama del reblandecimiento del hormigón a tracción.

En el Anejo B se muestran los resultados gráficos de manera detallada a lo largo de la simulación.

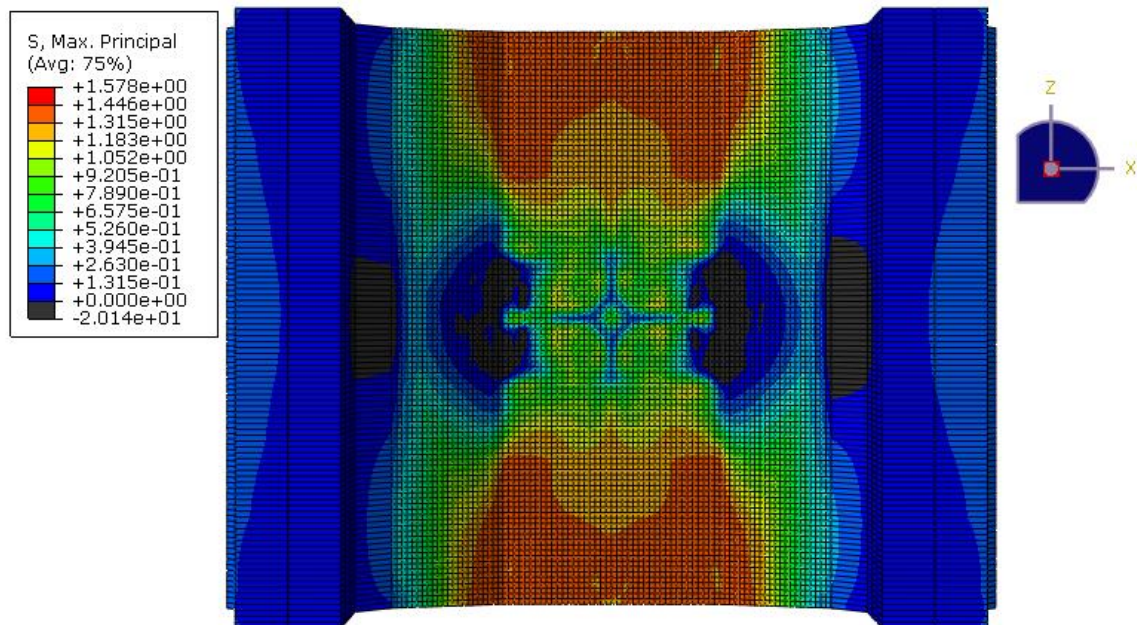


Figura 4-28. Tensiones máximas de tracción en el instante donde se alcanza la carga última, modelo Abaqus ensayo I.

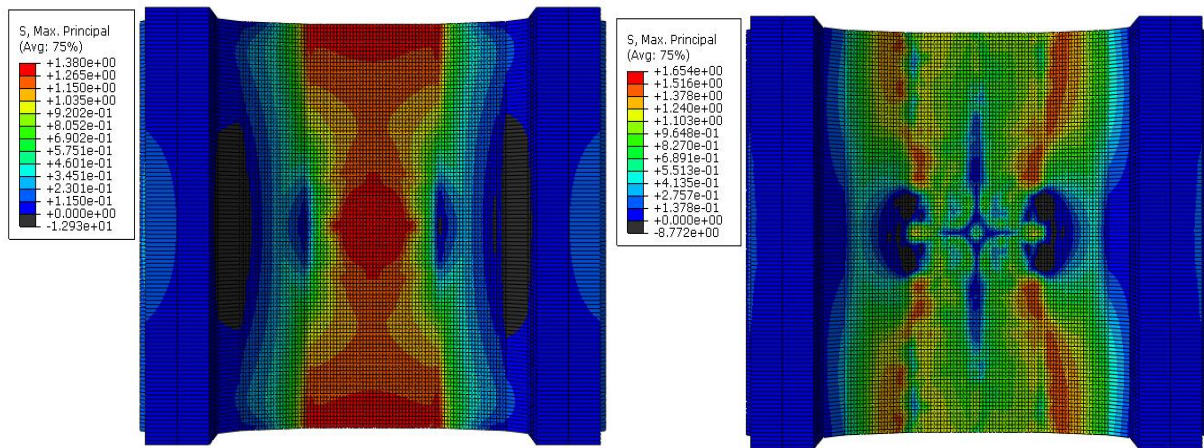


Figura 4-29. Tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa. En un instante antes de la carga última (izquierda) y un instante justo posterior a la carga máxima (derecha), modelo Abaqus ensayo 1.

Para visualizar los patrones de fisura en el modelo numerico de Abaqus, dado que el mismo no puede predecir las fisuras de manera discreta, estas se han de observar mediante las deformaciones plasticas principales máximas, cuando estas deformaciones son superiores a cero se asume que la fisuración se ha iniciado. En la Figura 4-30 se muestra el patron de fisura representado por las deformaciones plasticas en el paramento inferior de la losa, para un instante posterior a la carga última.

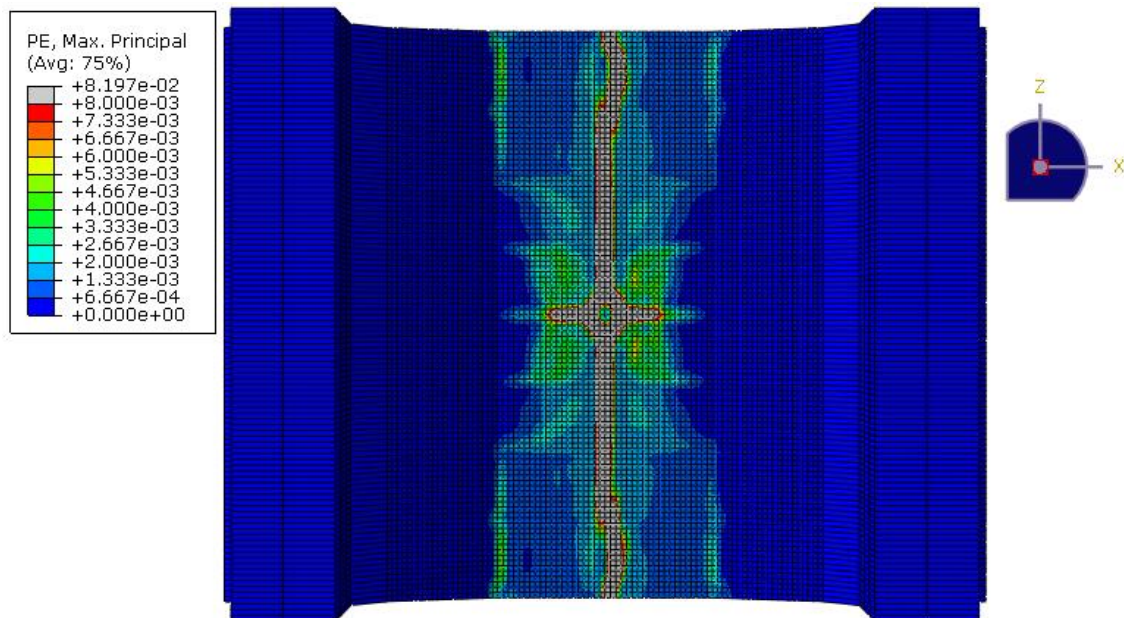


Figura 4-30. Deformaciones plásticas principales máximas, modelo Abaqus ensayo 1.

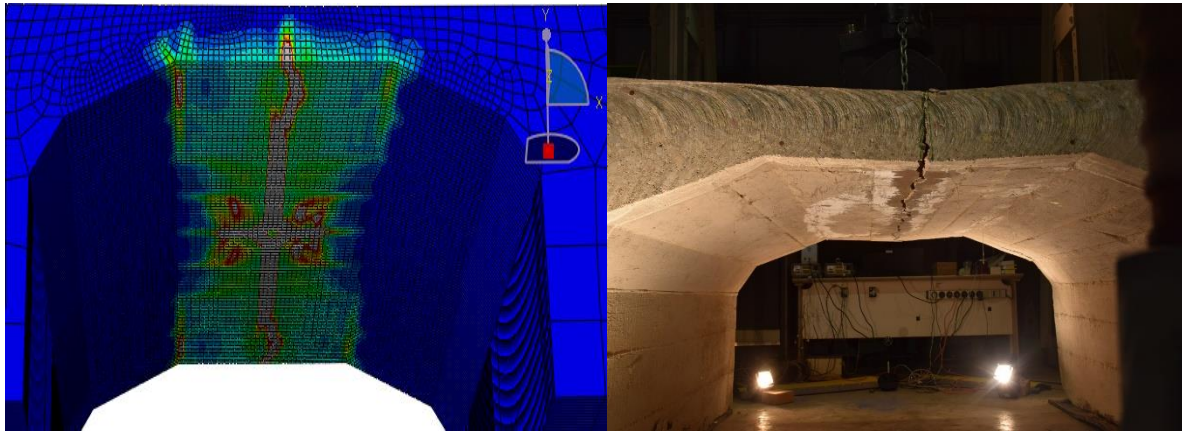


Figura 4-31. Mecanismo de falla simulación FEA vs Ensayo experimental 1.

En lo que respecta a la armadura de refuerzo, se muestra en la Figura 4-32 las tensiones máximas en el instante de la carga máxima, en esta se observa como la armadura transversal aun no plastifica justo en el instante mencionado. La Figura 4-33 muestra las tensiones principales máximas en un instante posterior al de la carga máxima, en este se puede observar como las armaduras plastifican siguiendo el patrón de fisura longitudinal observado en las tensiones principales máximas de tracción mostrado en la Figura 4-30.

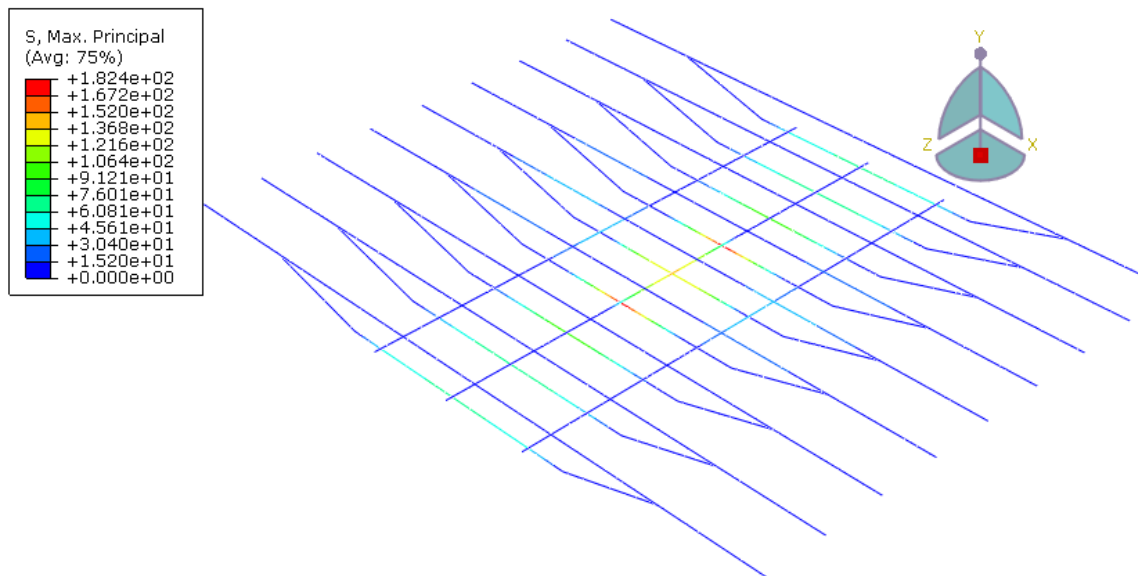


Figura 4-32. Tensiones principales máximas en la armadura en el instante de la carga última, modelo Abaqus ensayo 1.

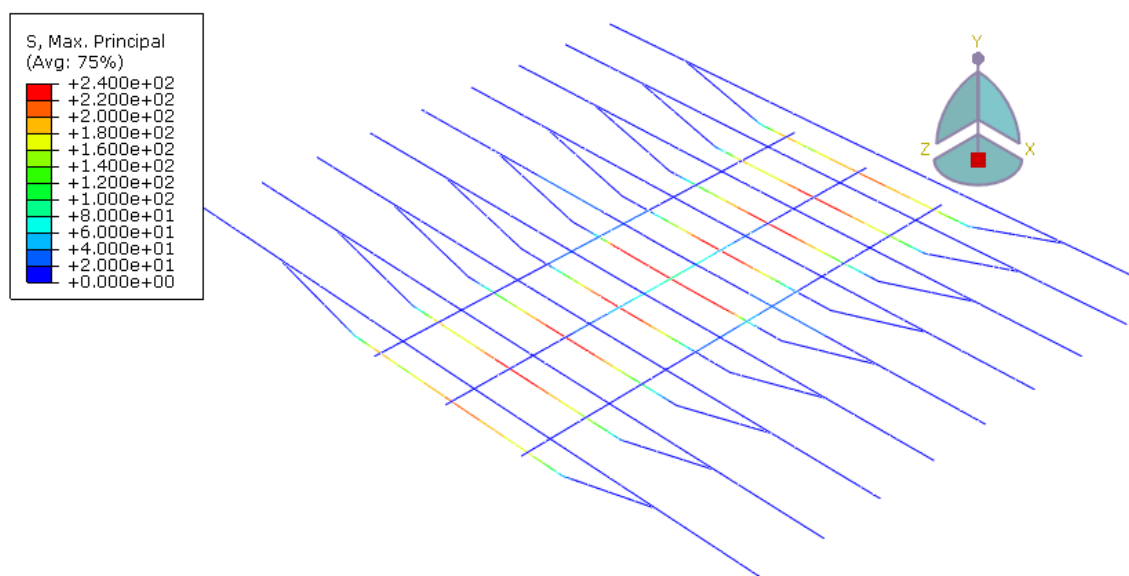


Figura 4-33. Tensiones principales máximas en la armadura en un instante posterior al de la carga última, modelo Abaqus ensayo 1.

La Figura 4-34 describe la relación carga-flecha obtenida en el primer ensayo de la campaña experimental. En la curva se puede observar un comportamiento bastante dúctil, en donde se mantiene prácticamente un carga ultima sostenida de ≈ 230 kN hasta la finalización del ensayo.

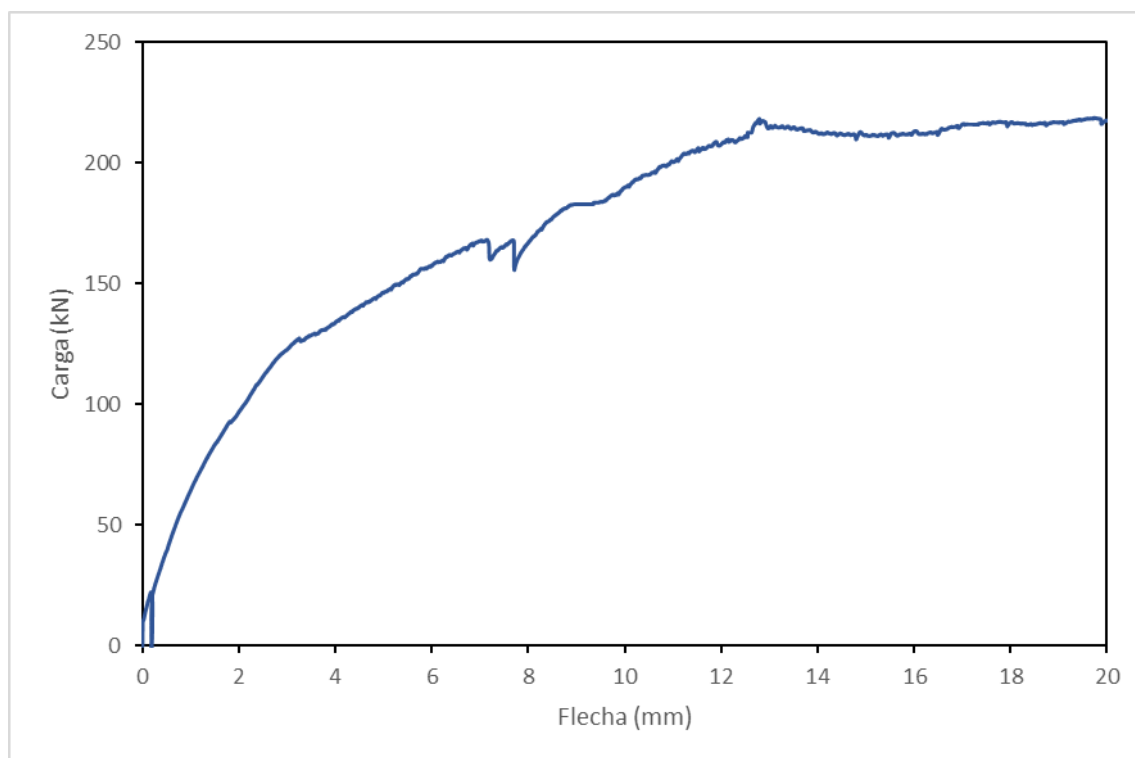


Figura 4-34. Binomio carga-flecha, ensayo experimental 1.

Tabla 4-3. Comparación de carga última, ensayo 1 vs modelo de referencia.

Ensayo 1	226,69 kN
FEA	272,53 kN
Error %	15,72%

Como se muestra en la Tabla 4-3, la resistencia última del ensayo 1, en comparación con el resultado del modelo numérico de referencia es razonablemente parecido, con una diferencia de un 15,72%. Por otro lado, la deformación correspondiente a la carga máxima del ensayo experimental dista mucho de la obtenida mediante la simulación numérica. El modelo numérico presenta un comportamiento global mucho más rígido que el del ensayo 1, observado en las curvas Carga-Flecha de la Figura 4-27 y la Figura 4-34. Una de las posibles razones que explican esta gran diferencia es el hecho de que los elementos pi ya se encontraban fisurados al momento de iniciarse el ensayo, debido a un apoyo deficiente en el acopio, reduciendo con esto su rigidez inicial. Adicionalmente, se observó, tras finalizar el ensayo 1, que a lo largo de la fisura longitudinal se producía deslizamiento de las barras transversales que cruzaban la fisura, las barras no presentaban alargamiento por la fluencia (ver Anejo C). Este fenómeno tiende a ser bastante importante en elementos de este tipo, en donde son usadas barras lisas de acero dulce como refuerzo y hormigón de baja calidad de la época. Debido a la falta de datos experimentales de la resistencia al arrancamiento de las barras lisas en el hormigón, este parámetro no pudo ser incluido en el modelo numérico.

4.4.3.2 Tercer ensayo: Fallo por punzonamiento

El tercer ensayo será simulado propiciando el fallo a punzonamiento. La configuración del modelo será la que se describe en 4.4.2, proporcionando una restricción lateral en las almas de la sección pi y utilizando una placa de carga cuadrada de 145x145 mm, de menor tamaño que la del primer ensayo, reduciendo con esto el perímetro crítico de punzonamiento sin afectar el ensayo de manera global por el efecto tamaño.

Para la definición del modelo numérico del ensayo 1 se utilizó una resistencia media a compresión simple del hormigón de $f_{cm} = 19.2 \text{ MPa}$ (asociada a los extremos del vano), longitud características de la malla $L_c = 20 \text{ mm}$ y ángulo de dilatación del hormigón de $\psi = 35^\circ$.

En la Figura 4-35 se visualiza el binomio carga-flecha del modelo en Abaqus de la simulación del ensayo 3. En la curva se puede observar un comportamiento lineal hasta una carga aproximada de $\approx 150\text{-}160 \text{ kN}$, posterior a esta carga se inicia la fisuración en el elemento, manifestándose en la respuesta global del modelo con un cambio de pendiente de la curva carga-flecha, seguido por un comportamiento parabólico hasta finalmente alcanzar una carga máxima de $\approx 339 \text{ kN}$, donde se puede visualizar una caída gradual de la resistencia post-pico, propio de un fallo dúctil a flexión.

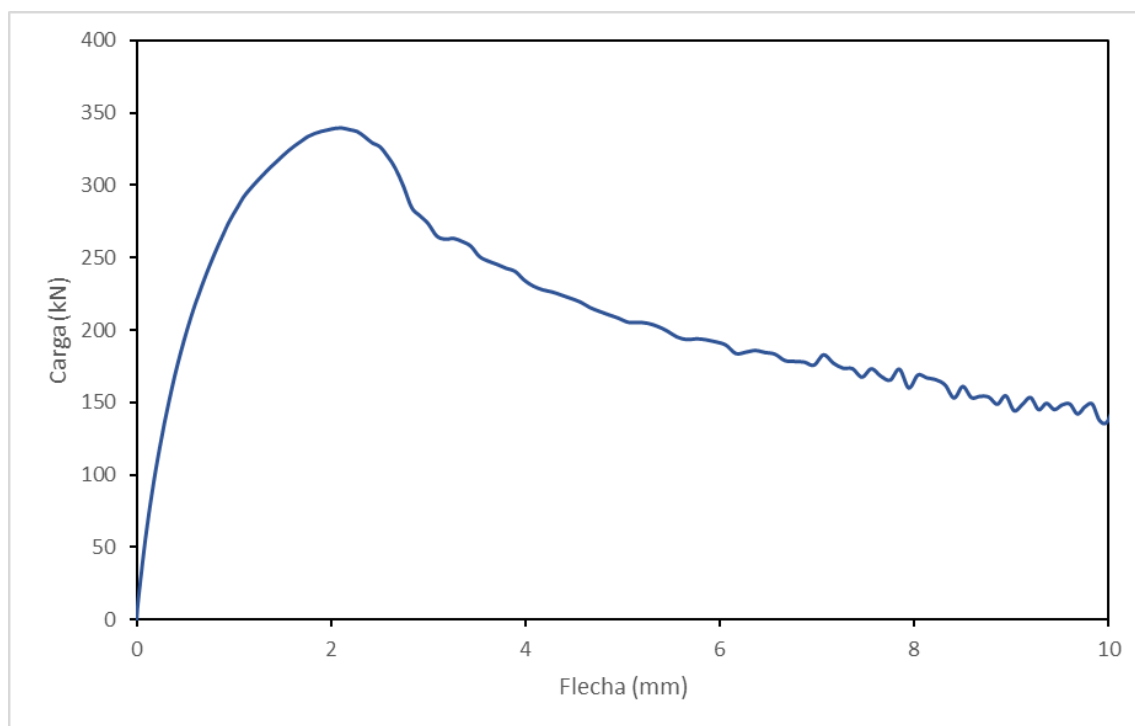


Figura 4-35. Binomio carga-flecha, modelo Abaqus ensayo 3.

En la Figura 4-36 se muestra las tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa en el instante en que se alcanza la carga última en la simulación. Se observa,

de manera global, el patrón de rotura o fisuración de la losa, evidenciándose con una disminución de las tensiones en una zona circular bajo el punto de aplicación de la carga.

La Figura 4-37 representa dos estados de carga adicionales al máximo, un instante anterior a la carga ultima (izquierda), en este se puede visualizar como las tensiones de tracción se aproximan a alcanzar su valor máximo y un instante posterior a la carga última (derecha), en esta se puede observar cómo se produce una reducción de las tensiones de tracción (color azul) siguiendo una silueta dl cono de punzonamiento, en donde el estado tensional de la zona circular se encuentra en la rama del reblandecimiento del hormigón a tracción.

En el Anejo B se muestran los resultados gráficos de manera detallada a lo largo de la simulación.

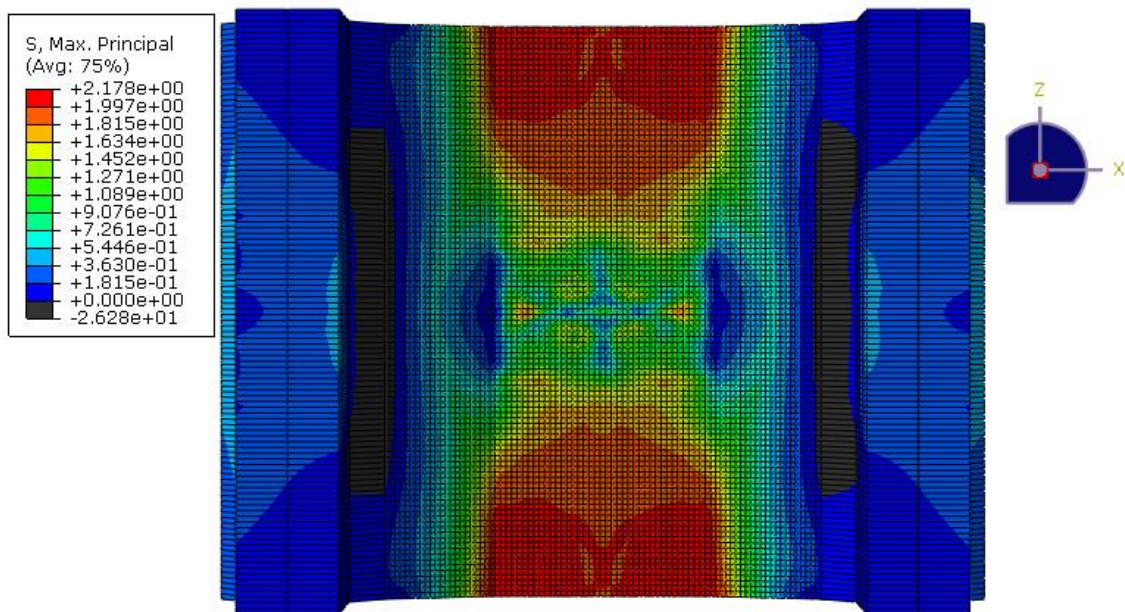


Figura 4-36. Tensiones máximas de tracción en el instante donde se alcanza la carga última, modelo Abaqus ensayo 3.

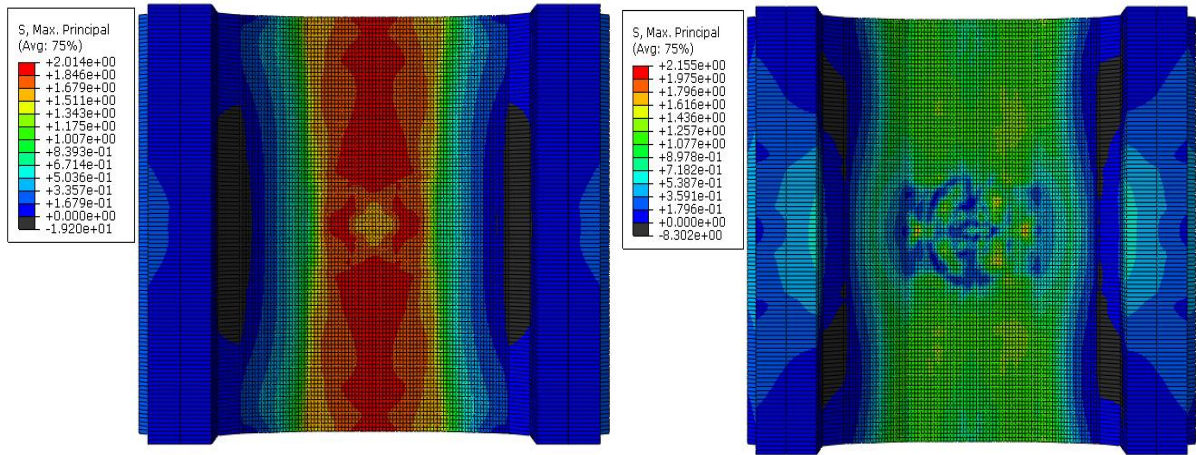


Figura 4-37. Tensiones principales máximas de tracción en el paramento inferior de la losa. En un instante antes de la carga última (izquierda) y un instante justo posterior a la carga máxima (derecha), modelo Abaqus ensayo 3.

En la Figura 4-38 se observa el patrón de fisura representado por las deformaciones plásticas en el paramento inferior de la losa, para un instante posterior a la carga última. La Figura 4-39 muestra la silueta del cono de punzonamiento en una sección longitudinal de la losa.

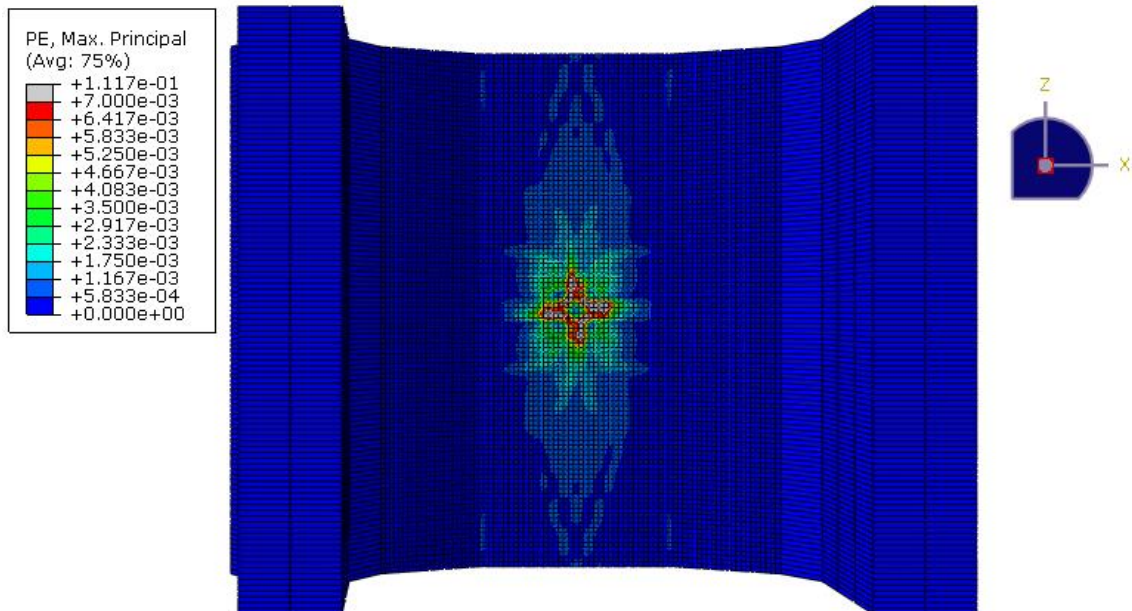


Figura 4-38. Deformaciones plásticas, modelo Abaqus ensayo 3.

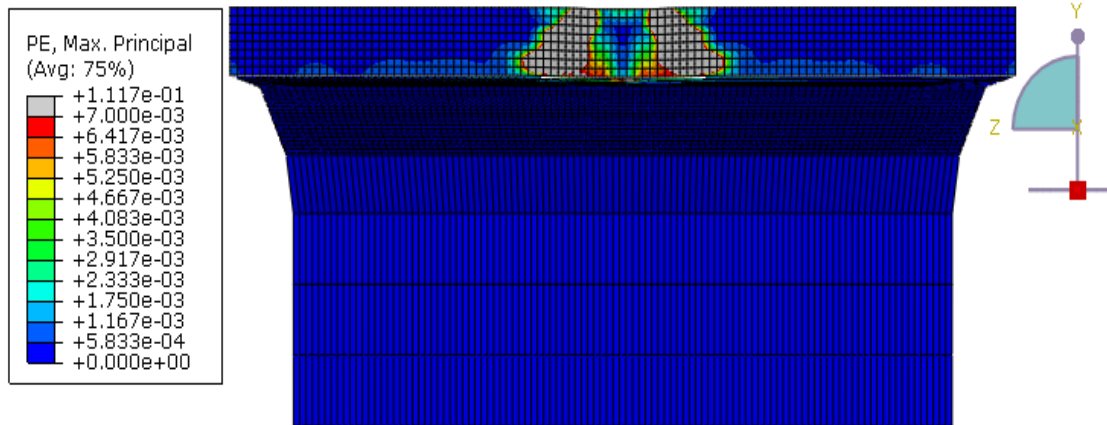


Figura 4-39. Cono de punzonamiento con deformaciones plásticas, modelo Abaqus ensayo 3.

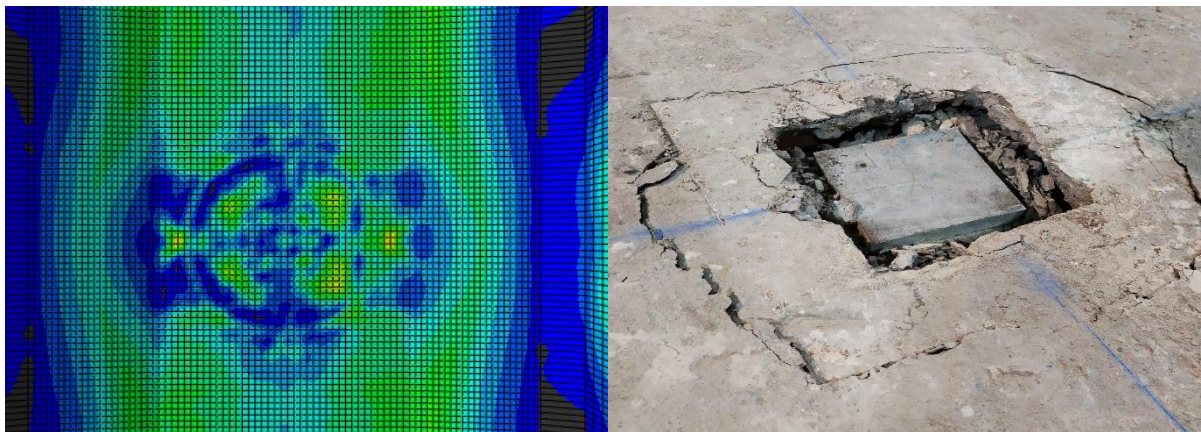


Figura 4-40. Mecanismo de falla simulación FEA vs ensayo experimental 3.

La Figura 4-41 muestra las tensiones principales máximas en las armaduras para el instante de la carga última. La Figura 4-42 muestra las tensiones principales máximas en un instante posterior al de la carga máxima, en este se puede observar las zonas con mayor estado tensional describen la silueta del perímetro de punzonamiento.

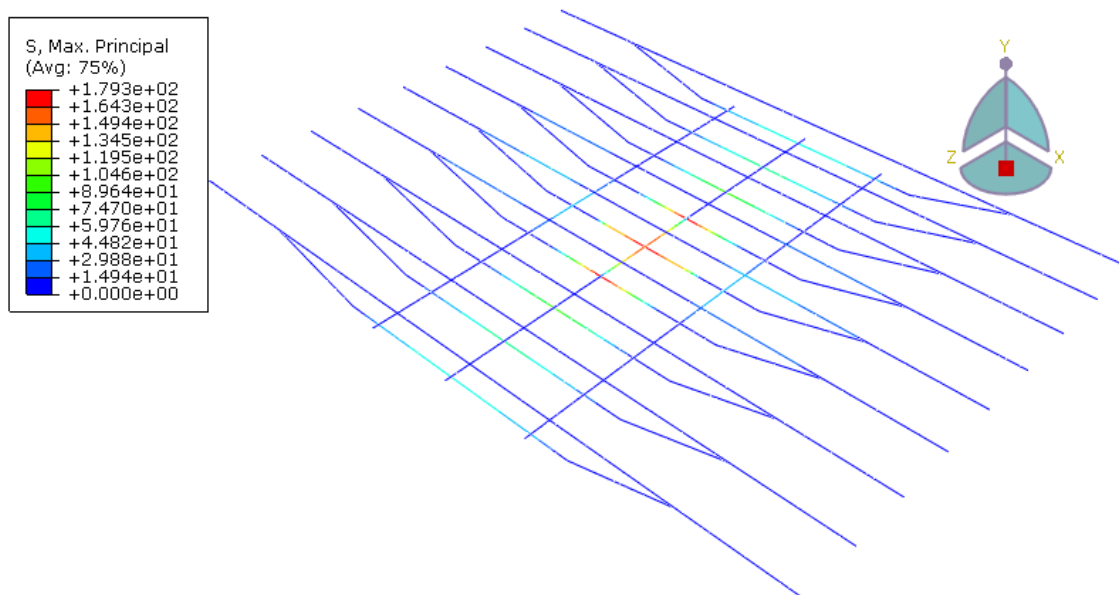


Figura 4-41. Tensiones principales máximas en la armadura en el instante de la carga última, modelo Abaqus ensayo 3.

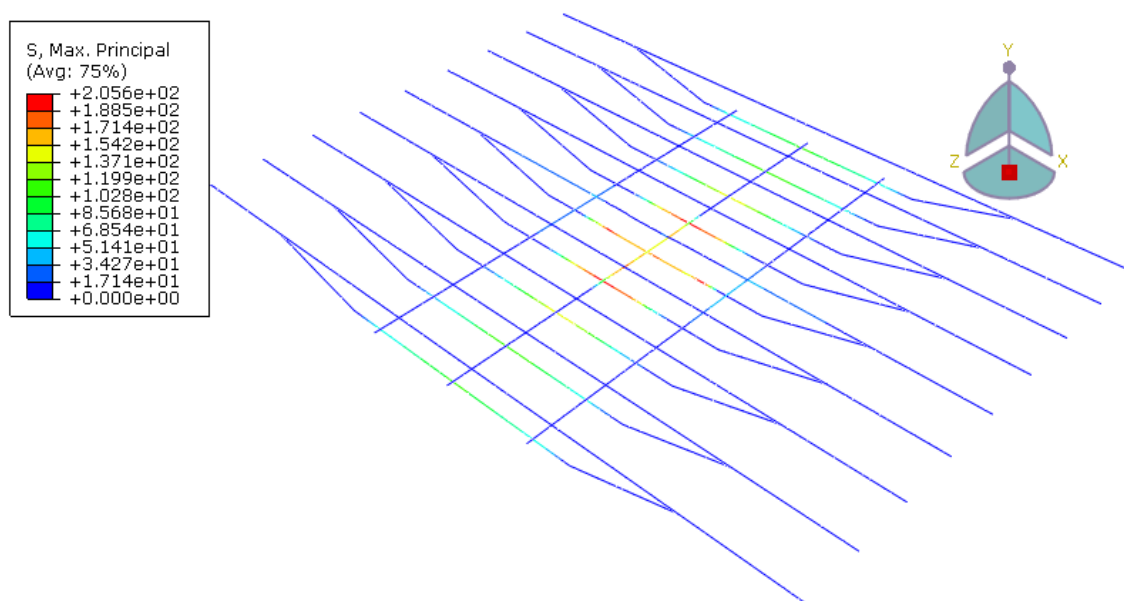


Figura 4-42. Tensiones principales máximas en la armadura en un instante posterior al de la carga última, modelo Abaqus ensayo 3.

La Figura 4-43 representa la relación carga-flecha obtenida en el tercer ensayo de la campaña experimental. En la curva se puede observar la caída de resistencia de manera brusca para una carga ultima de ≈ 330 kN, caracterizada por la falla frágil por punzonamiento.

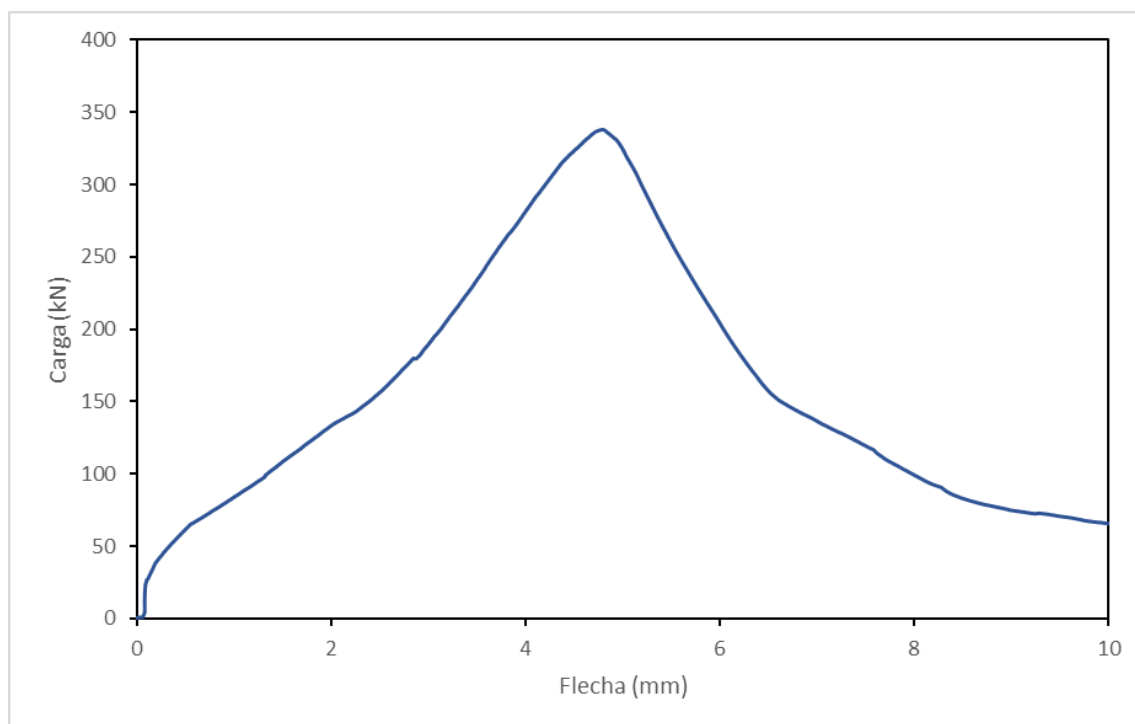


Figura 4-43. Binomio carga-flecha, ensayo experimental 3.

Tabla 4-4. Comparación de carga ultima, ensayo 3 vs modelo de referencia

Ensayo 3	338,01 kN
FEA	339,50 kN
Error %	0,44%

En la Tabla 4-4 se muestra la resistencia última del ensayo 3 y del modelo numérico de referencia. La simulación numérica predijo la carga de rotura con una gran aproximación a la del ensayo experimental, obteniéndose una diferencia de tan solo un 0,44%. Por otro lado, la deformación correspondiente a la carga máxima del ensayo experimental es de aproximadamente $\approx 4,80$ mm, mientras que la obtenida mediante la simulación numérica es de $\approx 2,30$ mm. Una de las posibles razones por las cuales el modelo numérico presenta un comportamiento global más rígido que el del ensayo 3, como ya se comentó en la sección 4.4.3.1 es el hecho de que los elementos pi ya se encontraban fisurados al llegar al laboratorio para ser ensayados, reduciendo con esto su rigidez inicial.

5 Conclusiones

A lo largo de este trabajo final de máster, se ha podido desarrollar exitosamente un modelo de elementos finitos capaz de simular y predecir razonablemente la respuesta a punzonamiento de la losa del tablero de un puente antiguo de hormigón armado para un rango de parámetros específicos, dando soporte, de manera eficiente, a la campaña experimental enmarcada en el proyecto de investigación titulado “*Evaluación de la capacidad resistente frente a esfuerzos tangentes de estructuras de hormigón mediante modelos mecánicos para la extensión de su vida útil*”, conducida por el profesor *Antonio Marí Bernat*, la profesora *Eva Oller Ibars* y el doctorando *Pablo Gonzalo Fernández*, miembros del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC), lo cual, era el objetivo principal de este trabajo.

Para el desarrollo del modelo numérico es fundamental conocer la mecánica del problema. La revisión del estado del arte demostró que la capacidad última a punzonamiento de las losas de hormigón armado sin refuerzo a cortante depende principalmente de la resistencia a compresión uniaxial simple del hormigón, la cuantía de refuerzo a flexión y el límite elástico del acero. Por otro lado, el estudio de los modelos numéricos relevantes, realizados mediante el análisis por elementos finitos para el estudio del fenómeno del punzonamiento en losas de hormigón armado, reveló que no existe un enfoque unificado que incluya todas las variables mencionadas anteriormente en un modelo coherente y robusto, capaz de simular un amplio rango de losas de hormigón armado. Los modelos disponibles están realizados para un conjunto limitado de criterios y verificación limitada, sin haber podido establecer una generalidad en cuanto al amplio rango de parámetros propios del análisis por elementos finitos de elementos de hormigón armado.

La base del modelo numérico está fundamentada explícitamente en la definición de los componentes principales, usadas para describir el comportamiento no lineal del hormigón a

compresión y tracción, manifestándose mediante el endurecimiento y reblandecimiento tensional y, la reducción de rigidez debida a la fisuración, estas componentes son:

- La relación tensión-deformación a compresión uniaxial simple y tracción del hormigón, definidas utilizando los modelos propuestos por (Comisión Permanente del Hormigón, 2008) y (Fédération Internationale du Béton, 2010) respectivamente.
- El modelo constitutivo de la Concrete Damage Plasticity (CDP) propuesto por (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989) y modificado por (Lee & Fenves, 1998), utilizado para captar el comportamiento post-elástico del hormigón, suponiendo como mecanismos principales de falla la fisuración por tracción y el aplastamiento por compresión. Se realizó un análisis paramétrico para determinar el tamaño de malla a utilizar en el modelo y el valor del ángulo de dilatancia del hormigón, uno de los parámetros numéricos principales de la CDP.

El modelo numérico fue calibrado con los ensayos de la campaña experimental, utilizando la información obtenida a través de: un levantamiento geométrico de las piezas pi ensayadas, el comportamiento estructural global observado y el análisis de las propiedades de los materiales.

De los trabajos de modelización numérica realizados, cabe destacar que, aunque el objetivo principal del trabajo era la simulación del fallo a punzonamiento de la losa del tablero del puente, al producirse el fallo por flexión y no por punzonamiento en dos de los ensayos de la campaña experimental, se desarrolló un modelo adicional capaz de captar dicho fallo observado, de estos dos modelos pueden extraerse las siguientes conclusiones fundamentales:

- Para el caso de punzonamiento, la simulación numérica predijo la carga de rotura con una gran aproximación a los resultados experimentales, obteniéndose una diferencia de tan solo 0,44%, lo cual es bastante acertado, considerando la complejidad del fenómeno simulado y tratarse de una estructura antigua.

- Pese a lo anterior, aunque el modelo si reproduce las ramas elástica, fisurada y post-pico, las simulaciones presentan un comportamiento global más rígido, obteniéndose una deformación asociada a la carga ultima de $\approx 2,30$ mm, mientras que, para el ensayo experimental de comparación, dicha deformación asociada a la carga última fue de $\approx 4,80$ mm. Una de las posibles razones de la diferencia de rigidez global observada, es el hecho de que los elementos pi ya se encontraban fisurados al llegar al laboratorio para ser ensayados, debido a un apoyo deficiente en el acopio, reduciendo con esto su rigidez inicial.
- Con respecto al caso del fallo a flexión, se pudo captar el comportamiento y modo de fisuración asociados al propio fallo, obteniéndose resultados razonablemente parecidos en cuanto a carga ultima, con una diferencia de un 15,71%. Por otro lado, la deformación asociada a la carga última del ensayo experimental dista mucho de la obtenida en la simulación numérica, existiendo una diferencia de $\approx 11,00$ mm entre estas. Dentro de las posibles causas que explican esta gran diferencia, adicionalmente a la fisuración inicia mencionada anteriormente, es el hecho de que en los ensayos que fallaron a flexión, las barras que cruzaban la fisura longitudinal no presentaron alargamiento por la fluencia, se produjo un deslizamiento relativo entre estas y el hormigón en la zona de aplicación de la carga (ver Anejo C), un fenómeno que suele a ser muy susceptible a ocurrir en casos como el nuestro, en donde se usaron barras lisas de acero dulce como refuerzo y hormigón de baja calidad, debido a la época de construcción del puente.

Como recomendaciones para futuras investigaciones:

- Es importante incluir dentro del modelo numérico la posibilidad de deslizamiento relativo entre las barras de acero liso y el hormigón, con la finalidad de obtener un comportamiento más realista en la simulación.

- Dada la influencia que puede tener el estado inicial fisurado de los elementos, sería interesante poder incluir esta reducción inicial de rigidez dentro del modelo, y proseguir con la validación de este.
- Debido a la importancia del ángulo de dilatancia del material en la CDP, obtenerlo mediante un ensayo triaxial de compresión, tal como indica (Maranha & Maranhã das Neves), conduciría a resultados más próximos a la realidad.

6 Bibliografía

- Archivo Histórico, D. d. (2019). *Proyecto del puente sobre el rio Noya en el camino vecinal de Gélida a San Lorenzo de Hortóns*. Obtenido de <https://www.diba.cat/es/web/arxiu>
- Broms, C. E. (2005). *Concrete flat slabs and footings: Design method for punching and detailing for ductility*. Stockholm: Royal Institute of Technology.
- CEB/fib. (2001). Punching of Structural Concrete Slabs. *International Federation for Structural Concrete*, 67-109.
- CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design. (2001). Punching of structural concrete slabs - Bulletin 12. *Federation Internationale du Béton (fib)*.
- Cladera, A., Marí, A., Bairán, J., Ribas, C., Oller, E., & Duarte, N. (2016). The Compression Chord Capacity Model for the Shear Design and Assesment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. *Structural Concrete*, 1017-1032.
- Comisión Permanente del Hormigón. (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2011). *Abaqus Theory Manual*. Providence, RI, USA.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014). *Abaqus Analysis User's Guide* (Vol. II). Providence, RI, USA.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014). *Abaqus Analysis User's Guide* (Vol. III). Providence, USA.
- De Zafra, J. M. (1923). *Tratado de Hormigón Armado*. Madrid: Voluntad, Serrano, 48.
- Ericsson, S., & Farahaninia, K. (2010). *Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs Supported on Edge Steel Columns*. Göteborg.
- Fédération Internationale du Béton. (2010). *Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn.

- Genikomsou, A., & Polak, M. A. (2014). Finite Element Analysis of a Reinforced Concrete Slab-Column Connection using ABAQUS. *ASCE Structural Congress*.
- Genikomsou, A., & Polak, M. A. (2015). Finite element analysis of punching shear of concrete slabs. *Journal of Engineering Structures*, 98, 38-48.
- Genikomsou, A., & Polak, M. A. (2016). Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Punshing Shear Reinforcement. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1-15.
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, J., & Oñate, E. (1989). A Plastic-Damage Model For Concrete. *International Journal of Solids Structures*, 25(3), 299-326.
- Maranha, J. R., & Maranhã das Neves, E. (s.f.). *The experimental determination of the angle of dilatancy in soils*. Lisboa.
- Marí, A., Bairán, J. M., Cladera, A., & Oller, E. (2016). Shear Design and Assessment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Based on a Mechanical Model. *Journal of Structural Engineering*, 142.
- Marí, A., Cladera, A., Oller, E., & Bairán, J. (2018). A punching shear mechanical model for reinforced concrete flat slabs with and without shear reinforcement. *Engineering Structures* 166, 413-426.
- Menétrey, P. (2000). Analytical Model for Punching Load Prediction. *International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs*.
- Menétrey, P. (2002). Synthesis of punching failure in reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites* 24, 497-507.
- Nana, W., Bui, T., Limam, A., & Abouri, S. (2017). Experimental and Numerical Modelling of Shear Behaviour of Full-Scale RC Slabs Under Concentrated Loads. *Structures* 10, 96-116.

- Ngo, D., & Scordelis, A. C. (1967). Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. *ACI Journal*, 152-163.
- Nikishkov, G. P. (2004). *Introduction to the finite element method*. Aizuwakamatsu.
- Puddicome, T. (2018). *Finite element analysis of reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete slabs in punching shear*. Newfoundland.
- Ribera, J. E. (1934). *Puentes de Fabrica y Hormigón Armado* (Vol. I). Madrid: Talleres Graficos Herrera.
- Rombach, G. A. (2004). *Finite element design of concrete structures*. London: Thomas Telford Publishing.
- Scott D., A., & Sidney H., S. (1986). *Shear-Moment Transfer in Slab-Column Connections*. Alberta.
- Sobrino, J. A., & Casas, J. R. (1993). Metodología de evaluación estructural de puentes existentes de hormigón. Aplicación a un caso real. *Hormigón y Acero n. 189*, 107-124.
- Sümer, Y., & Aktaş, M. (2015). Defining parameter for concrete damage plasticity model. *CHALLENGE JOURNAL OF STRUCTURAL MECHANICS*, 149-155.
- Winkler, K., & Stangenberg, F. (2008). Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs. *Abaqus User's Conference*, 1-15.
- Wosatko, A., Pamin, J., & Polak, M. A. (2015). Application of Damage-Plasticity Models in Finite Element Analysis of Punching Shear. *Computer and Structures*, 73-85.
- Youm, K., Kim, J., & Moon, J. (2014). Punching Shear Failure of Slab with Lightweight Aggregate Concrete (LWAC) and Low Reinforcement Ratio. *Construction and Building Materials*, 92-102.

Anejo A. Pliego de condiciones

ARTICULO 10º

Los áridos empleados en la fabricación de hormigones cumplirán las condiciones indicadas en el artículo nueve (9) de la Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón vigente.

A R I D O S
PARA HORMI-
GONES.

ARTICULO 11º

El agua cumplirá las condiciones indicadas en el artículo ocho (8) de la Instrucción para el Proyecto y ejecución de obras de hormigón vigente.

AGUAS.

ARTICULO 12º

En la confección de los morteros, las proporciones ordinarias de los materiales serán: un (1) metro, cien (100) decímetros cúbicos de arena por doscientos cincuenta (250) o trescientos (300) kilogramos de cemento Portland, según que el mortero sea para cimientos o para el cuerpo de la obra.

MORTEROS.

Para el enlucido de las aceras será de cuatrocientos (400) kilogramos, de cemento por metro cúbico de arena.

ARTICULO 13º

En la dosificación del hormigón en masa para cimien-
tos y cuerpo de obra, se empleará como mínimo la cantidad de doscientos (200) kilogramos de cemento Portland por metro cúbico de hormigón; en el hormigón moldeado la dosificación será de trescientos cincuenta (350) kilogramos y en el hormigón para armar trescientos (300) kilogramos por metro cúbico y alcanzará una resistencia mínima de doscientos cincuenta (250) kilogramos por centímetro cuadrado en probeta cúbica a los veintiocho días (28). La docilidad del hormig'on estará comprendida dentro de los límites correspondientes a consistencia plástica, o sea, con unas lecturas comprendidas entre ciento treinta (130) y ciento ochenta (180) milímetros en docilímetro Iribarren.

DOSIFICA-
CION Y CON-
DICIONES
DE LOS HOR-
MIGONES.

Sin embargo, en elementos de poco espesor y armaduras poco espaciadas estará comprendida dentro de los límites correspondientes a consistencia blanda, o sea con unas lecturas comprendidas entre ciento ochenta (180) y doscientos treinta (230) milímetros del mencionado docilímetro.

Las proporciones del árido se fijarán con arreglo a las condiciones del artículo doce (12) de la citada Instrucción para el Proyecto y ejecución de Obras de hormigón, para obtener las condiciones de resistencia y docilidad antedichas.

Los áridos se dosificarán volumétricamente y el cemento en peso.

ARTICULO 14º

Las armaduras serán de redondos laminados del llama-ARMADURAS. do acero de calidad dulce para construcciones. Su carga límite aparente elástica será mayor de dos mil cuatro - cientos (2400) kilogramos por centímetro cuadrado y tendrá un alargamiento mínimo del dieciocho (18) por ciento. Estarán perfectamente laminados, sin presentar pelos, grietas ni rebabas, y podrán ser doblados en frío hasta describir una semicircunferencia alrededor de una barra cuyo diámetro sea vez y media el suyo, sin agrietarse. Ninguna barra estará soldada, sino que deberá venir de fábrica con la ongitud prescrita en el proyecto con tolerancia de algunos centímetros en más, pero nada en menos.

Las armaduras rígidas del hormigón cumplirán las mismas condiciones vigentes del acero para estructuras metálicas.

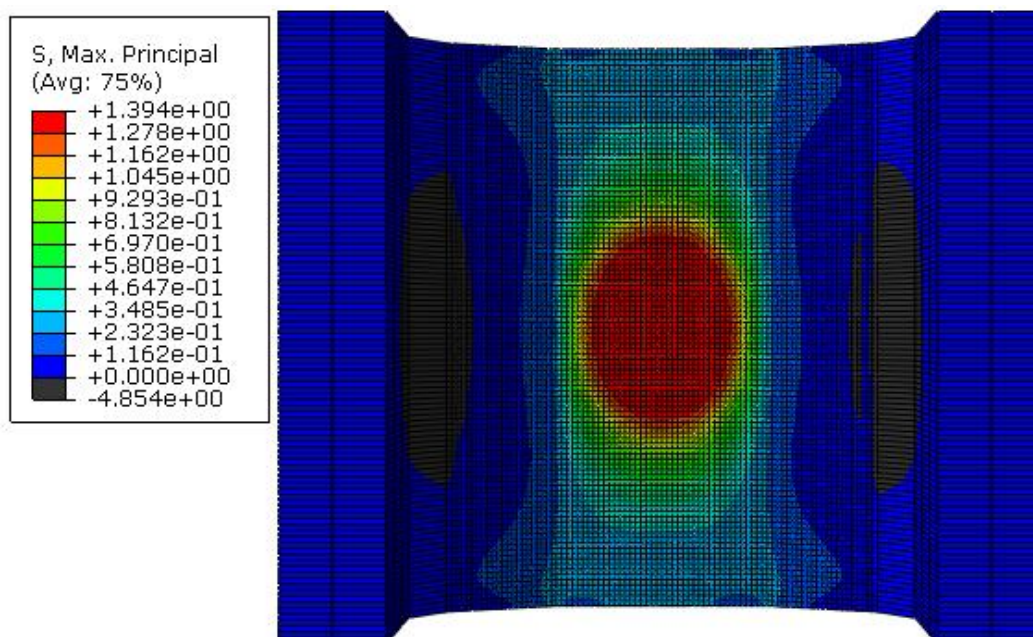
ARTICULO 15º

Las planchas de plomo serán del duro de la mejor calidad, bien laminadas y perfectamente planas sin grietas, rebabas ni oquedades. Su carga plástica, en cilindros de altura igual al diámetro, no bajará de 300 kilogramos por

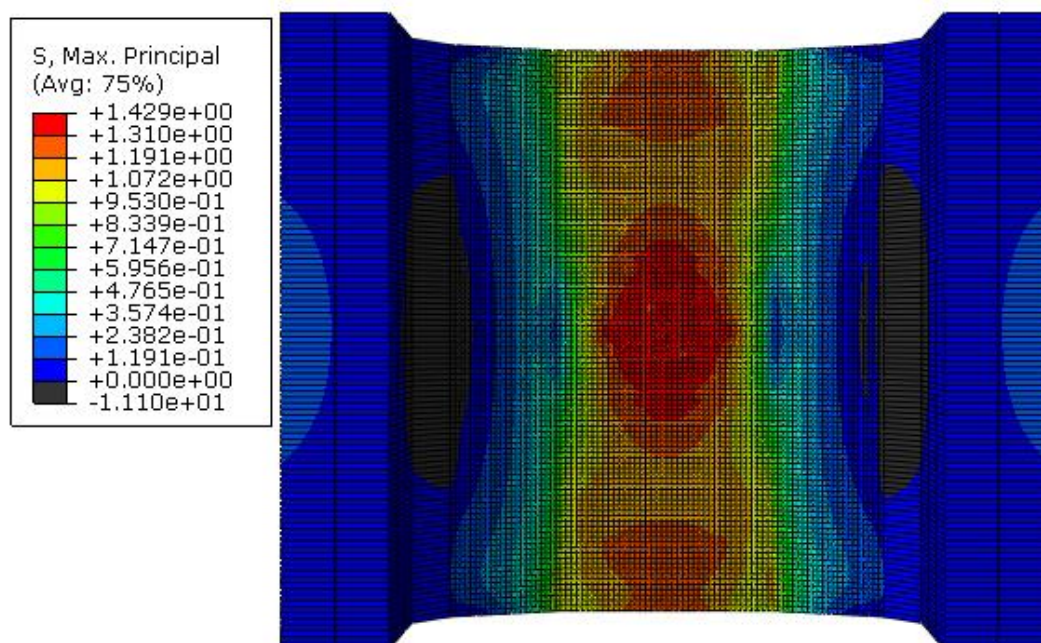
PLOMO.

Anejo B. Resultados gráficos simulaciones numéricas

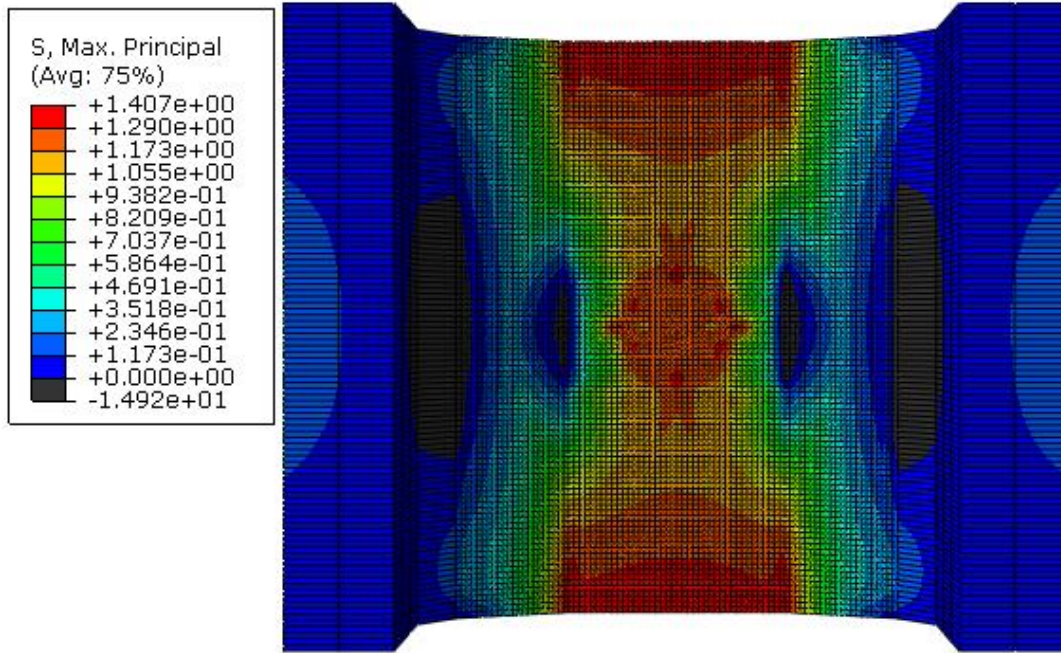
B 1. Modelo numérico 1



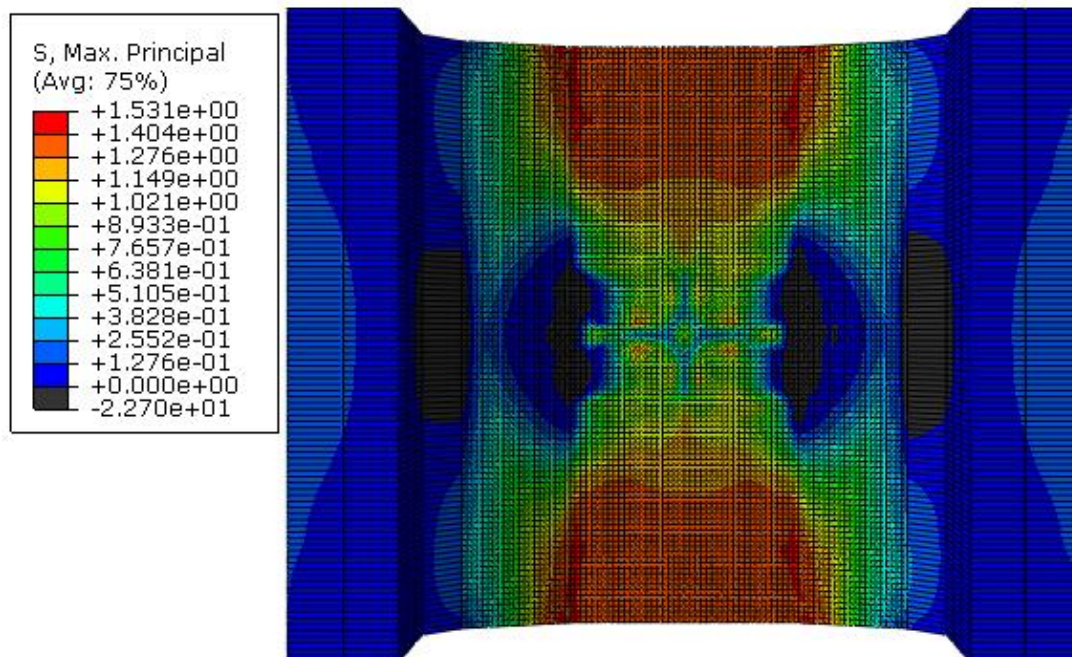
B. 1. Tensiones principales máximas de tracción para $P=107$ kN y $\delta=0.18$ mm, modelo Abaqus 1.



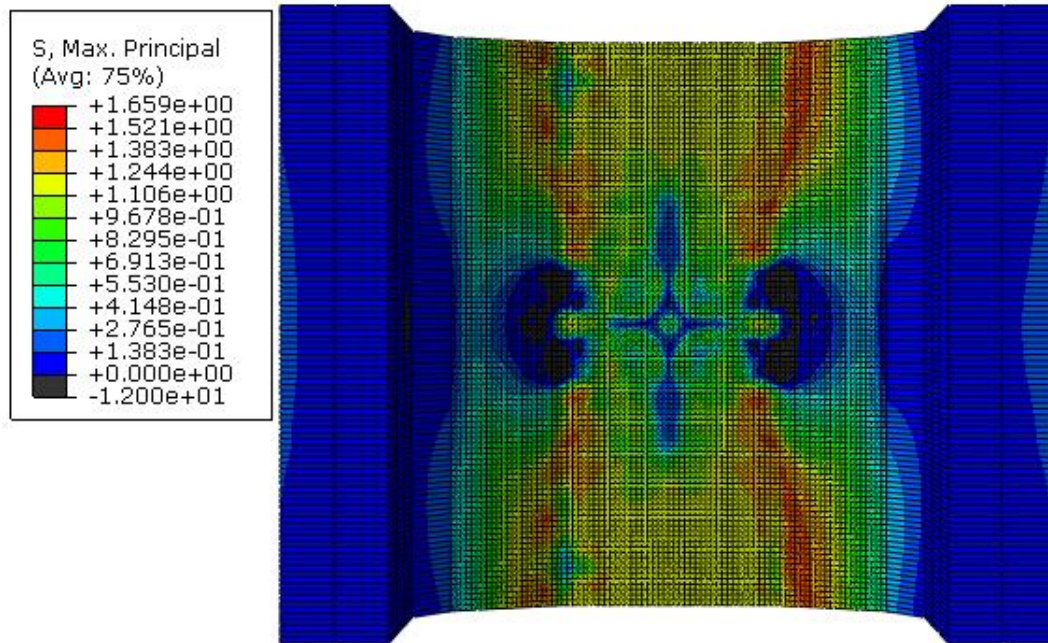
B. 2. Tensiones principales máximas de tracción para $P=195$ kN y $\delta=0.53$ mm, modelo Abaqus 1.



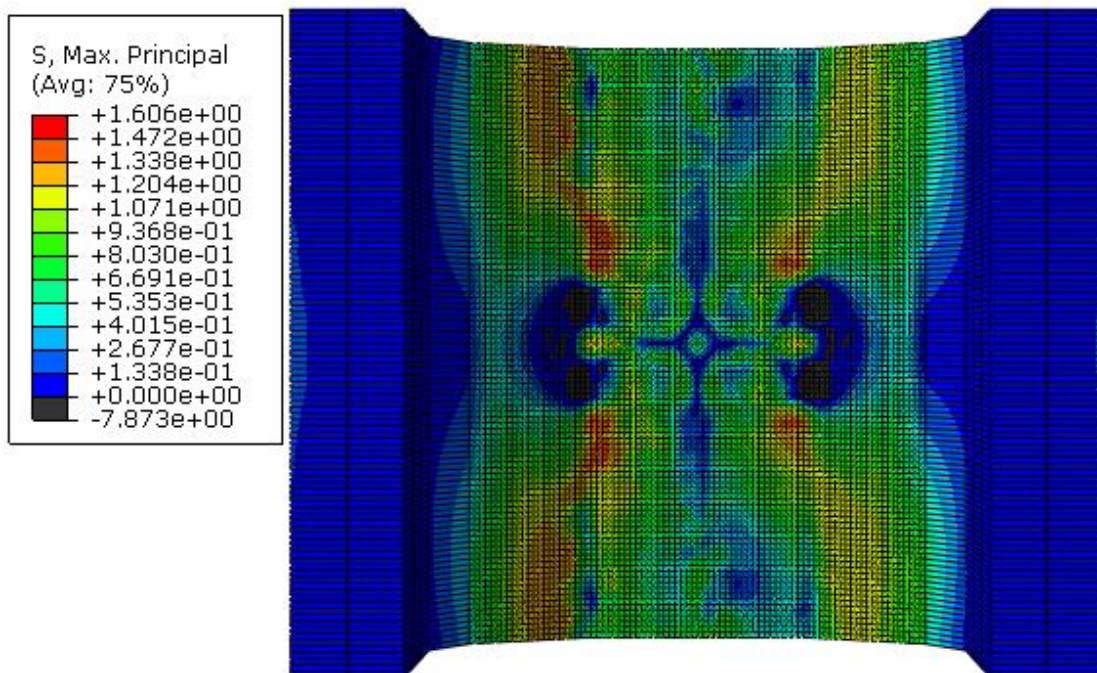
B. 3. Tensiones principales máximas de tracción para $P=237$ kN y $\delta=0,92$ mm, modelo Abaqus 1.



B. 4. Tensiones principales máximas de tracción para $P=265$ kN y $\delta=1,40$ mm, modelo Abaqus 1.

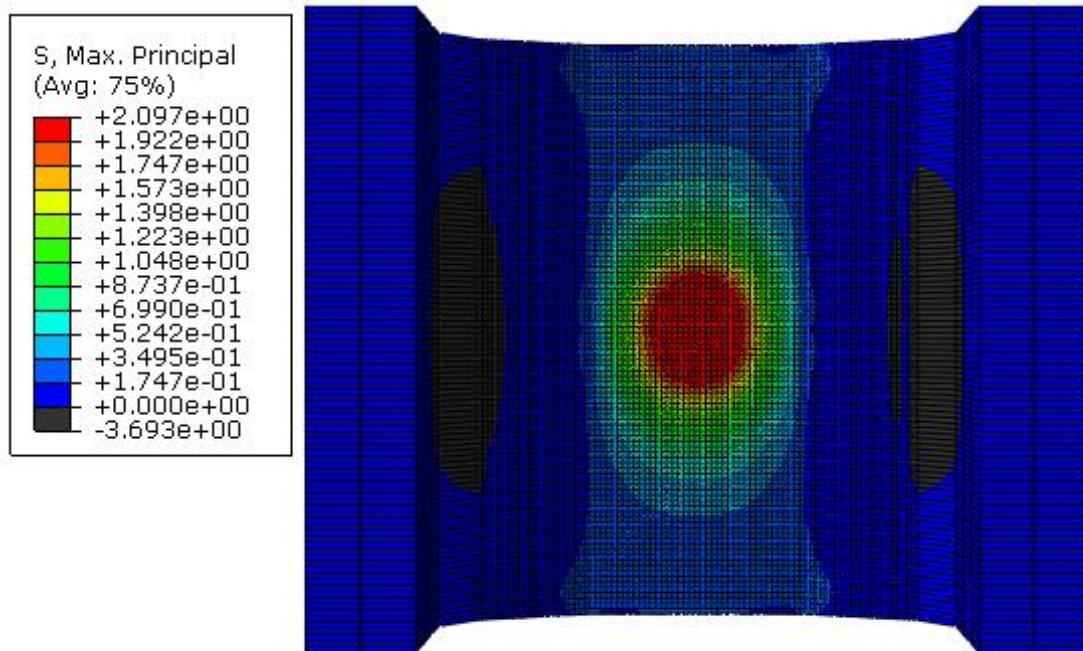


B. 5. Tensiones principales máximas de tracción para $P=177$ kN y $\delta=5,57$ mm, modelo Abaqus 1.

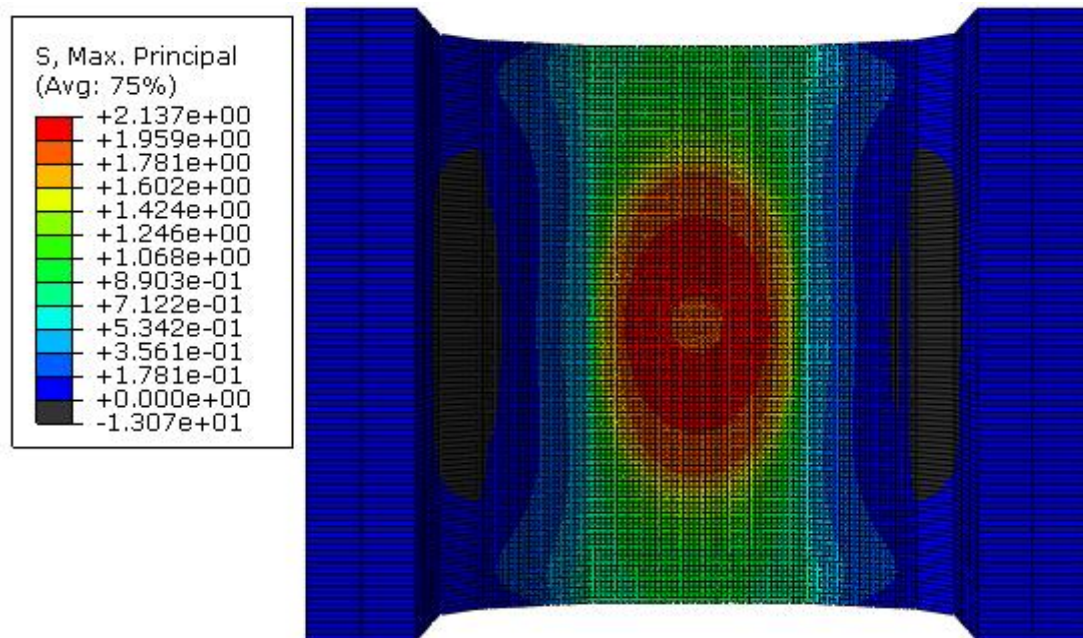


B. 6. Tensiones principales máximas de tracción para $P=149$ kN y $\delta=7,42$ mm, modelo Abaqus 1.

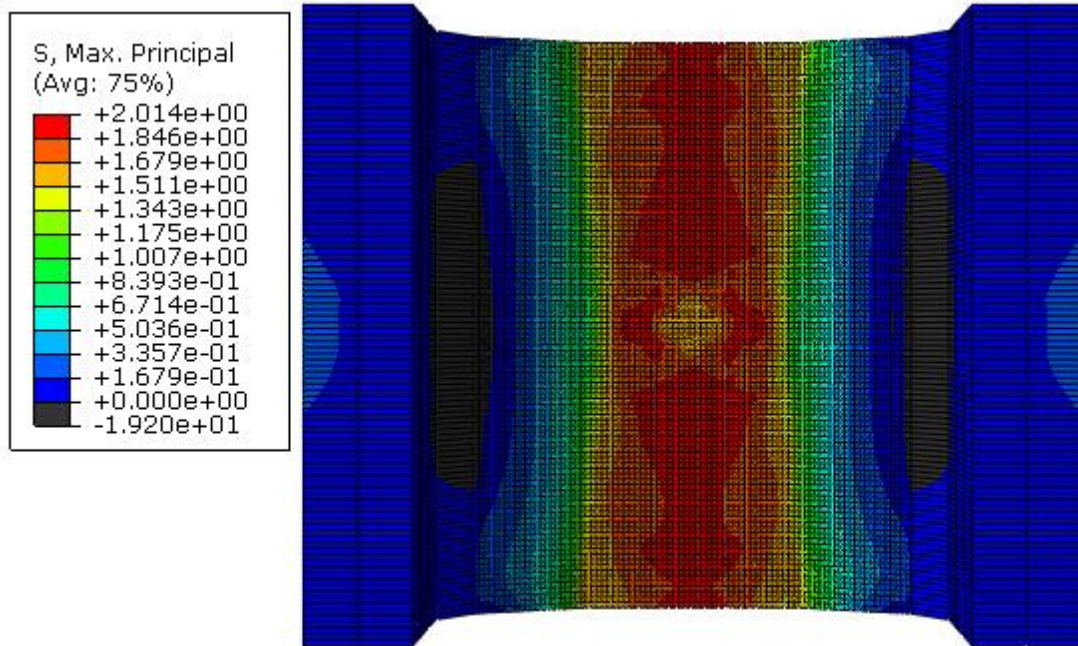
B 2. Modelo numérico 3



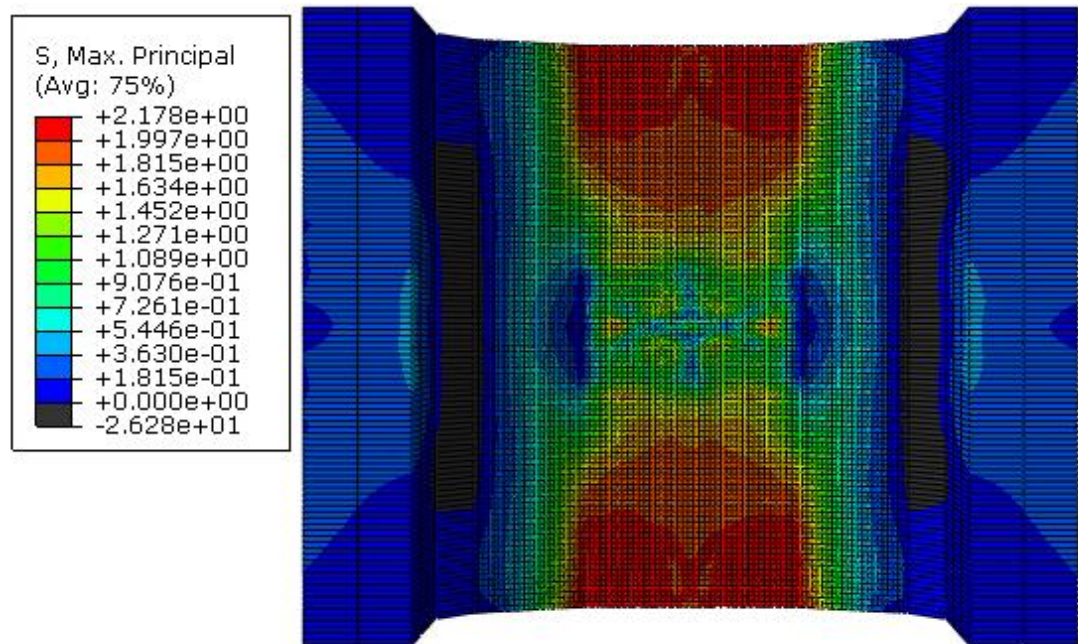
B. 7. Tensiones principales máximas de tracción para $P=95 \text{ kN}$ y $\delta=0,18 \text{ mm}$, modelo Abaqus 3.



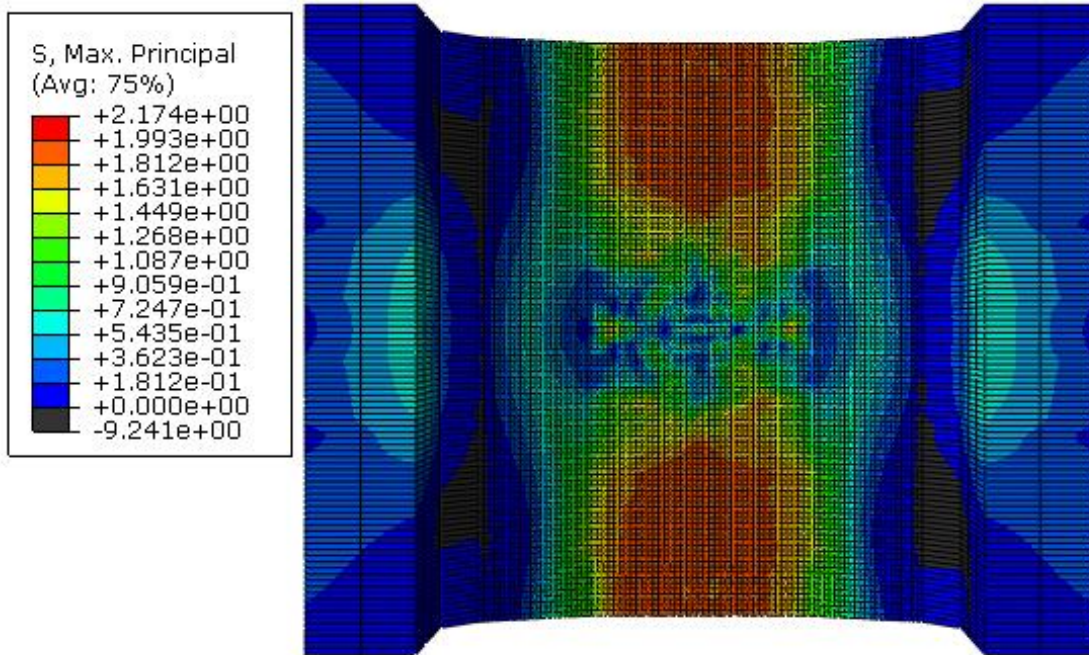
B. 8. Tensiones principales máximas de tracción para $P=203 \text{ kN}$ y $\delta=0,53 \text{ mm}$, modelo Abaqus 3.



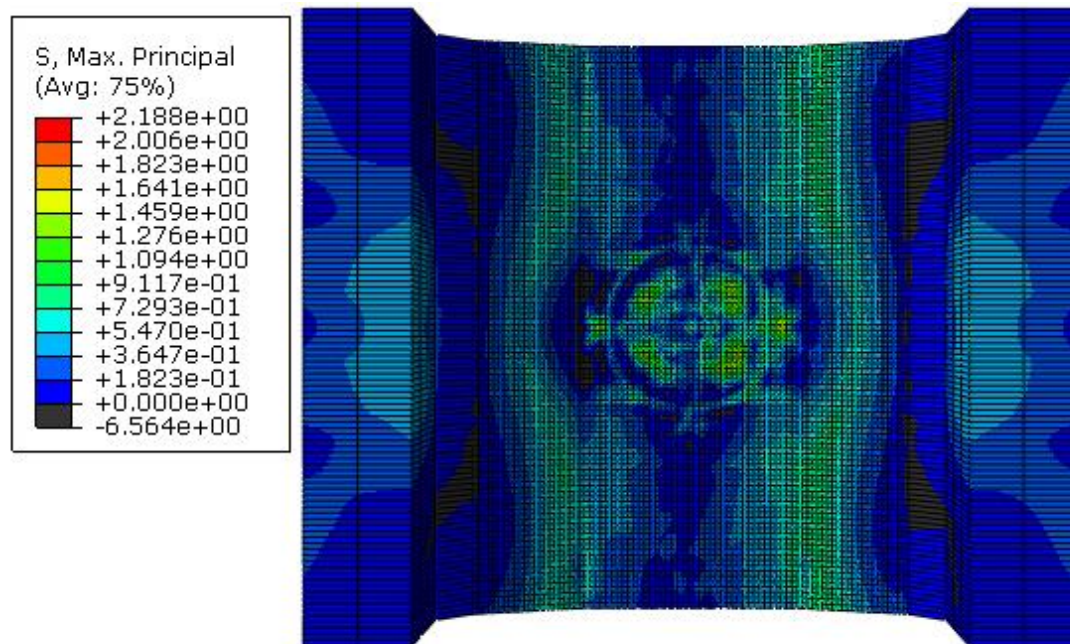
B. 9. Tensiones principales máximas de tracción para $P=270$ kN y $\delta=0,92$ mm, modelo Abaqus 3.



B. 10. Tensiones principales máximas de tracción para $P=311$ kN y $\delta=1,40$ mm, modelo Abaqus 3.



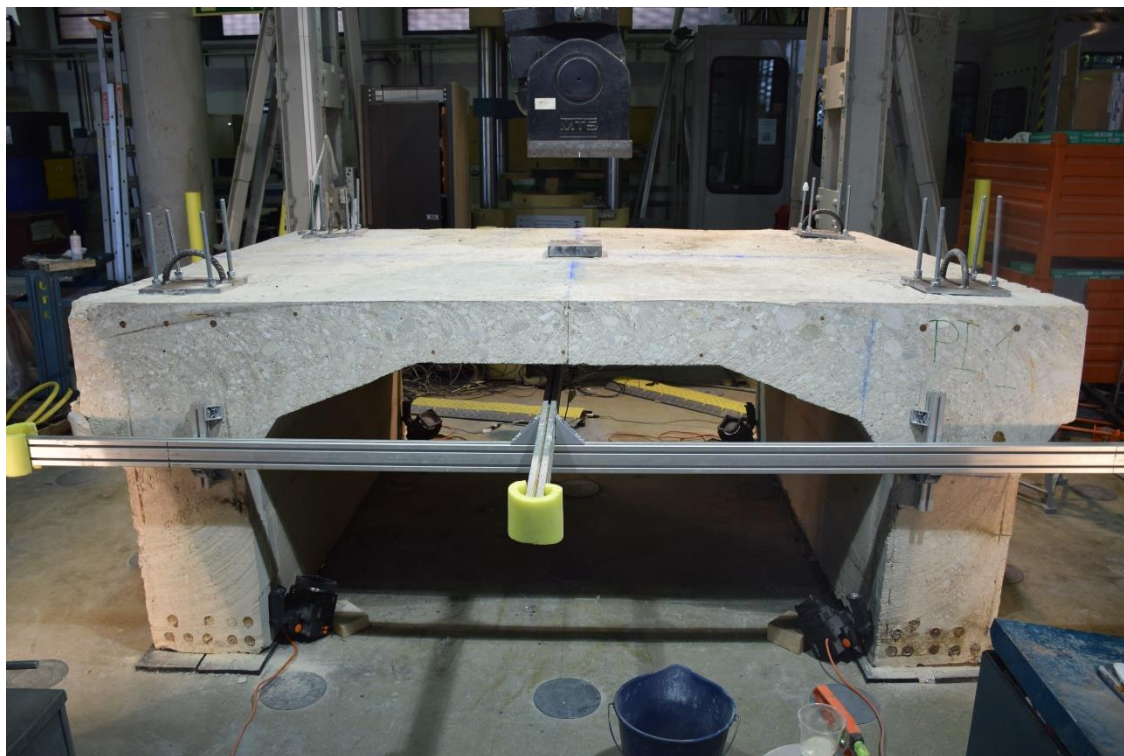
B. 11. Tensiones principales máximas de tracción para $P=195$ kN y $\delta=5,57$ mm, modelo Abaqus 3.



B. 12. Tensiones principales máximas de tracción para $P=173$ kN y $\delta=7,42$ mm, modelo Abaqus 3.

Anejo C. Fotos campaña experimental

C 1. Ensayo experimental 1



C. 1. Instrumentación, elevación frontal, ensayo 1.



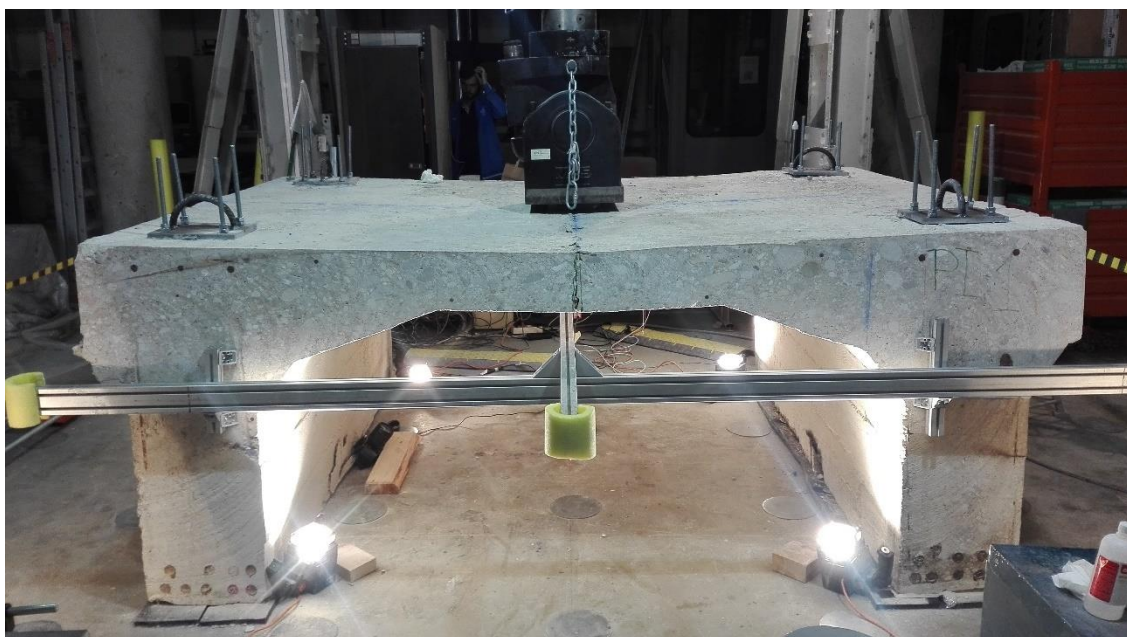
C. 2. Instrumentación, elevación lateral, ensayo 1.



C. 3. Instrumentación, vista inferior, ensayo 1.



C. 4. Instrumentación de las almas, ensayo 1.



C. 5. Rama de destrucción, elevación frontal, ensayo 1



C. 6. Rama de destrucción, vista inferior, ensayo 1.



C. 7. Vista armadura transversal pasando la fisura, ensayo 1.

C 2. Ensayo experimental 3



C. 8. Instrumentación, elevación frontal, ensayo 3.



C. 9. Instrumentación, elevación lateral, ensayo 3.



C. 11. Instrumentación, vista inferior, ensayo 3.



C. 10. Rama de destrucción, placa incrustada, ensayo 3.



C. 12. Rama de destrucción, vista cara inferior, ensayo 3.